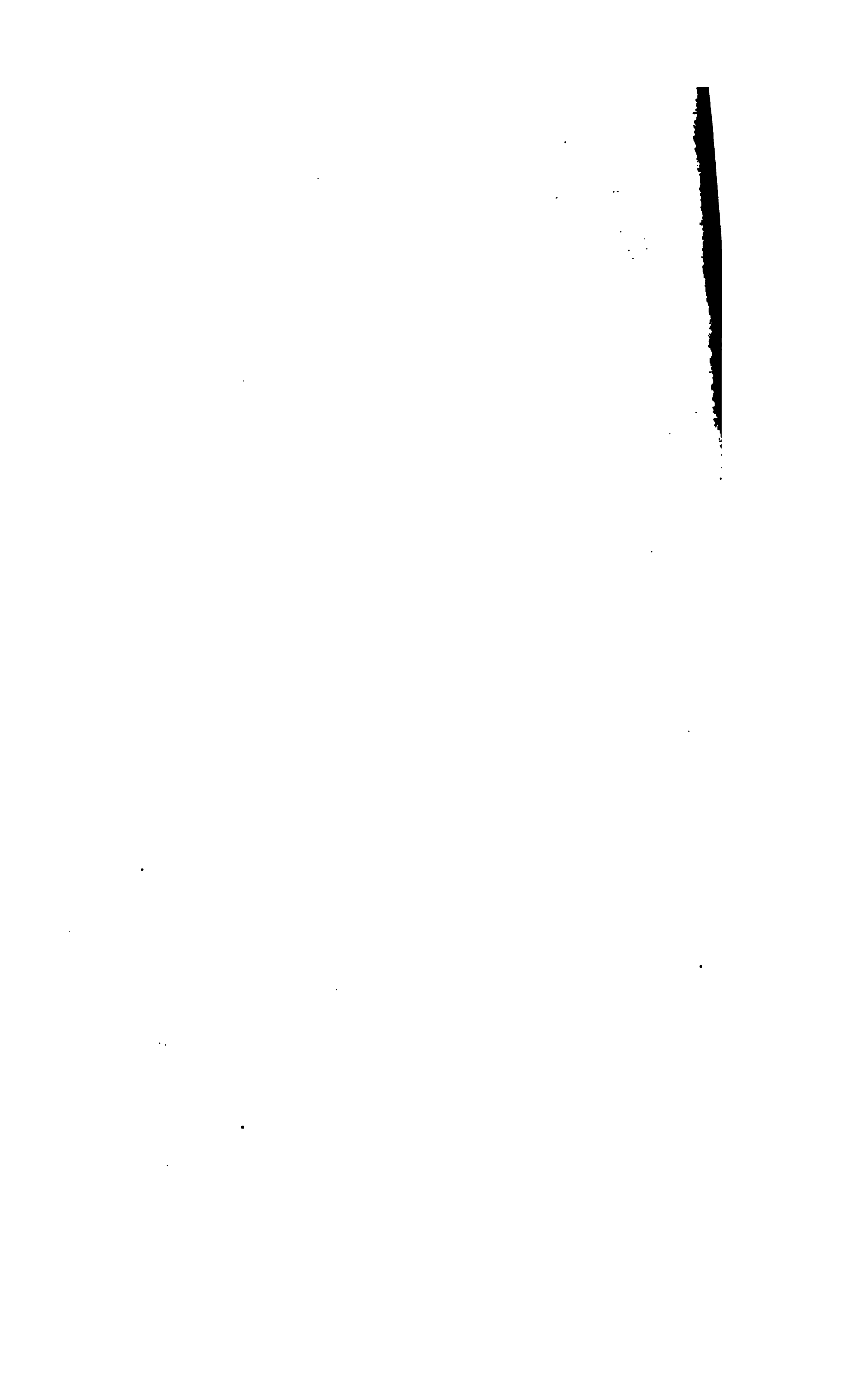








Handbuch

der

Ingenieur-Wissenschaft.

Vollständig in 4 Bänden,

mit 116 gravirten Tafeln in gr. Folio.

Erster Band:

Allgemeine Baukunde des Ingenieurs,

mit 25 gravirten Tafeln in gr. Folio.

Zweite verbesserte Auflage.

Stuttgart.

Verlagsexpedition der

Verlagsbuchhandlung von Carl Mäcken

in Reutlingen.

1857.

Allgemeine
Baukunde des Ingenieurs.

Ein Leitfaden

zu

Vorlesungen und zum Selbstunterrichte für Wasser- und Straßenbau-Ingenieure, Architekten und Maschinenbauer

von

M. Becker,

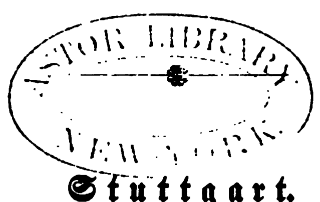
Großherzogl. bad. Bezirksingenieur, vormal. Professor des Wasser- und Straßenbaues an der Großherzogl. polytechnischen Schule zu Carlsruhe.

Mit Atlas

enthaltend:

25 gravirte Tafeln in gr. Folio.

Zweite verbesserte Auflage.



Stuttgart.

Verlagsexpedition der
Verlagsbuchhandlung von Carl Mäcken
in Reutlingen.

1857.



Handbuch

der

Ingenieur-Wissenschaft.



Vollständig in 4 Bänden,

mit 116 gravirten Tafeln in gr. Folio.

Erster Band:

Allgemeine Baukunde des Ingenieurs,

mit 25 gravirten Tafeln in gr. Folio.

Zweite verbesserte Auflage.



Stuttgart.

Verlagsexpedition der

Verlagsbuchhandlung von Carl Mäcken

in Reutlingen.

1857.

Allgemeine

Baukunde des Ingenieurs.

Ein Leitfaden

zu

Vorlesungen und zum Selbstunterrichte für Wasser- und Straßenbau-Ingenieure, Architekten und Maschinenbauer

von

M. Becker,

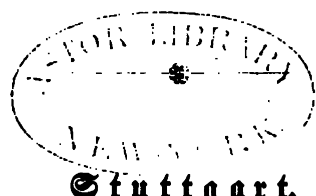
Großherzogl. bad. Bezirksingenieur, vormal. Professor des Wasser- und Straßenbaues an der Großherzogl. polytechnischen Schule zu Carlsruhe.

Mit Atlas

enthaltend:

25 gravirte Tafeln in gr. Folio.

Zweite verbesserte Auflage.



Stuttgart.

Verlagsexpedition der

Verlagsbuchhandlung von Carl Mäcken

in Reutlingen.

1857.

Schnellpressendruck der Buchdruckerei von J. C. Mäcken Sohn in Reutlingen.

Vorwort zur ersten Auflage.

Die allgemeine Baukunde des Ingenieurs enthält außer der Baumaterialienlehre die wissenschaftlich begründete Lehre derjenigen Constructionen und Arbeiten, welche der Ingenieur zur Herstellung seiner Werke verwendet.

Dahin gehören die einfachen Constructionen, als Holz-, Stein- und Eisenverbindungen; die künstlichen Verstärkungen der Hölzer; die Ausführung des Mauerwerks; die Lehre von dem Seitendrucke der Erde und die Ausführung der Erdverkleidungen; die Lehre von den Gründungen; die Erdarbeiten; der Tunnelbau und der Bau mit Faschinen.

Diese nicht allein für den Wasser- und Straßenbau-Ingenieur, sondern für jeden andern Techniker äußerst wichtigen und nothwendigen Theile der Baukunde sind bis jetzt noch in keinem Lehrbuche zusammengestellt oder als ein geordnetes Ganzes ausführlich gegeben worden, sondern immer finden sich nur einzelne Theile davon in größern Werken, welche entweder für den Einzelnen zu theuer oder in der Regel nur in öffentlichen Büchersammlungen zu finden sind.

Die Nachtheile hiervon sind sowohl für den ausübenden wie für den angehenden Techniker von nicht geringer Bedeutung; denn ersterem mangelt ein Hilfsbuch, in welchem er, ohne lange suchen zu müssen, die gewünsch-

ten Aufschlüsse oder wissenschaftliche Resultate zu gewissen Berechnungen finden kann, letzterem fehlt ein Leitfaden, nach dem er seine Studien machen und worin er möglichst zusammengedrängt Alles finden kann, was zu seiner weitern Fortbildung erforderlich ist.

Mit vorliegendem Buche wollte ich nun diese Nachtheile beseitigen und zugleich einem schon längst ausgesprochenen Wunsche meiner Schüler entsprechen, welche damit nicht nur für die Vorlesungen des Wasser- und Straßenbaues eine Grundlage erhalten, worauf sie weiter bauen können, sondern auch noch gegen früher so viel an Zeit gewinnen, daß ihnen im ersten Jahre ihres Fachstudiums noch ein erheblicher Theil der angewandten Baukunde vorgetragen werden kann.

Da die Aufgabe nur die war, eine gedrängte Zusammenstellung aller derjenigen Gegenstände zu machen, welche der Ingenieur zur Herstellung seiner Werke braucht, also welche man heut zu Tage zur allgemeinen Baukunde zu zählen pflegt, so kam es zunächst darauf an, das schon in der Literatur vorhandene brauchbare Material auszusuchen, zu ordnen und mit den eigenen Erfahrungen zu verbinden. Die Werke und Zeitschriften, welche hauptsächlich zur Bearbeitung der einzelnen Theile benutzt werden konnten, sind: Accum, Baumaterialien; Eganzin, Straßen-, Brücken- und Canalbau; Hagen, Wasserbau; Minard, Canalbau; Defontaine, Faschinenbau; Annales des ponts et chaussées; Allgemeine Bauzeitung von L. Förster; Eisenbahnzeitung von Etzel und Klein; die Zeitschrift „Der Ingenieur“; Navier, Resumé des Leçons, erster Theil.

Das Buch hat 10 Abschnitte.

Der erste Abschnitt enthält die Lehre von den Baumaterialien mit den wichtigsten Resultaten aus der Lehre von der Festigkeit der Körper.

Der zweite Abschnitt enthält die einfachen Constructionen, als Holz-, Stein- und Eisenverbindungen. Die Zeichnungen hierzu werden zum größten

Theile während den Vorlesungen an die Tafel gezeichnet, was die Vortheile hat, daß die Schüler im Freihandzeichnen einige Uebung erlangen und sich die Constructionen besser in das Gedächtniß einprägen.

Der dritte Abschnitt enthält die künstlichen Verstärkungen der Hölzer. Hier sind besonders diejenigen Constructionen hervorgehoben, welche im Brückenbau Anwendung finden.

Der vierte Abschnitt enthält die Regeln zur Ausführung des Mauerwerks.

Man findet da Arbeitsgerüste verschiedener Art, sowie auch Lehrgerüste zur Einwölbung großer Bogen.

Im fünften Abschnitte sind die Formeln für den Seitendruck der Erde gegen eine feste Wand aufgestellt; es sind dieselben, welche Coulomb, Français, Navier und Hagen gegeben haben. Zur Bequemlichkeit für die Rechnung habe ich Tabellen beigefügt, in denen die Mauerstärken für verschiedene Höhen der Erdanschüttung enthalten sind. Den Schluß dieses Abschnitts bilden die Bohlwerke.

Der sechste Abschnitt enthält die Lehre von den Gründungen. Man findet hier die Gründungsarten für alle in der Praxis vorkommende Fälle; insbesondere habe ich die Maschinen zum Einrammen der Pfähle, die Baggervorrichtungen, Grundsägen, Felsensprengapparate, Schöpfmaschinen u. s. w., wie solche mehr in neuerer Zeit Anwendung zu finden pflegen, ausführlich beschrieben und durch Zeichnungen deutlich zu machen gesucht.

Im siebenten Abschnitte ist der Erdbau behandelt. Er zerfällt in zwei Theile: die Theorie der Erdwerke und die Ausführung derselben. In der Theorie der Erdwerke sind außer den nöthigen Formeln zur Bestimmung der Böschungen gewisser Erdkörper besonders diejenigen Formeln gegeben, welche im Straßen- und Eisenbahnbau zur Kubirung der Erdkörper und Ermittelung der Transportweiten Anwendung finden. Besonders empfehlungswerth ist die graphische Methode zur Bestimmung der Trans-

portweiten bei Ausführung großer Eisenbahndämme. Bei der Ausführung der Erdwerke sind die Regeln zur Darstellung großer Anschüttungen und tiefer Einschnitte gegeben; insbesondere wurden aber die Vorarbeiten, als: das Nivelliren, Abstecken der Kreisbogen, Profiliren der Erdwerke, möglichst ausführlich behandelt. Die Mittel zur Entwässerung großer Erdeinschnitte bilden den Schluß dieses Abschnitts.

Der achte Abschnitt enthält den Tunnelbau. Hier findet man die Bauarten ausgeführter Tunnels unter verschiedenen Umständen und bei verschiedenen Gebirgsarten näher beschrieben. Die Beschreibung der Arbeiten des Tunnels St. Cloud enthält das belgische Verfahren; an den andern Tunnels sind die Verfahrungsarten dargelegt für die Fälle, wo der Betrieb von einzelnen Stollen ausgeht, oder wo es vorgezogen wird, den ganzen Tunnelquerschnitt gleichzeitig in Angriff zu nehmen. Den Schluß dieses Abschnitts bildet die Beschreibung des Verfahrens bei Ausführung des Themse-Tunnels, wie sie Hagen in seinem Kanalbau mittheilte.

Im neunten Abschnitte ist der Faschinenbau behandelt. Nach Aufführung der verschiedenen Materialien zum Faschinenbau wurde besonders der Bau mit schwimmenden Lagen oder der Couschenbau dargelegt. Die norddeutsche Bauart ist dem Werke von Hagen, die am französischen Oberrhein gebräuchliche dem Werke von Defontaine entnommen.

Der zehnte Abschnitt endlich enthält alle jene Theorien, auf welche sich die in den vorigen Abschnitten gegebenen Formeln beziehen und welche besonders für den Ingenieur von Wichtigkeit sind, als z. B. die Bogentheorie zur Berechnung hölzerner und eiserner Bogen, die Rammtheorie, die Theorie des Erddruckes u. a. m.

Bei Ausarbeitung der Tafeln ging ich von dem Grundsatze aus, möglichst viele einfache Constructionen, die im Texte mit wenigen Worten beschrieben sind, wegzulassen, dagegen solche, die zur Verständigung absolut nöthig erscheinen, in einem so großen Maßstabe zu geben, daß auch die

kleinern Details deutlich hervortreten; hierdurch erhielten die Tafeln in constructiver Beziehung mehr Werth und gewähren dem praktischen Ingenieur weit mehr Nutzen, als wenn die Anzahl der Figuren vermehrt und dagegen der Maßstab verkleinert worden wäre.

Indem ich hiermit diese Arbeit, welche den ersten Theil der gesammten Ingenieurwissenschaft bildet, mit dem Wunsche der Oeffentlichkeit übergebe, daß er brauchbar und seinem Zwecke entsprechend befunden werden möchte, füge ich die Bemerkung bei, daß der hierauf folgende Theil die Brückenbaukunde enthalten wird, für welche das Material bereits gesammelt ist, und zwar mit besonderer Rücksicht auf die neuern bei Eisenbahnbauten vorkommenden Constructionen, welche noch in keinem Werke der Brückenbaukunde theoretisch und praktisch abgehandelt worden sind.

Bezüglich der in dem Werke gemachten Angaben, sind der Meter, das Kilogramm und der französische Franc als Einheiten angenommen.

Carlsruhe, im Oktober 1852.

Der Verfasser.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Obwohl es in meiner Absicht lag, in dieser zweiten Auflage der allgemeinen Baukunde den Text etwas mehr zusammen zu drängen, so fand ich doch bei genauer Prüfung desselben, daß dieß nicht wohl angehe ohne dem Ganzen zu schaden. Ich habe mich daher vorzugsweise darauf beschränkt, dem Buche den höchst möglichen Grad von Correctheit zu geben und nur diejenigen Verbesserungen eintreten zu lassen, welche eben durch die Fortschritte der Ingenieurwissenschaft gefordert waren.

Möge auch diese Auflage eine freundliche Aufnahme finden.

Carlsruhe, im November 1856.

Der Verfasser.

Inhalts-Verzeichniß.

Erster Abschnitt.

Baumaterialien.

Dritter Abschnitt.

Künstliche Verstärkung der Hölzer.

Vierter Abschnitt.

Ausführung des Mauerwerks.

Fünfter Abschnitt.

Seitendruck der Erde, Stützmauern, Bohlwerke.

Sechster Abschnitt.

Gründungen.

Constructionen und Arbeiten, welche bei den Gründungen vorkommen.

Ausführung der Gründungen auf verschiedenen Boden, im Trocknen und unter Wasser.

Siebenter Abschnitt.

Erdbau.

Theorie des Erdbaues.

Ausführung des Erdbaues.

Achter Abschnitt.

Tunnelbau.

Neunter Abschnitt.

Faschinenbau.

Anhang.

Erster Abschnitt.

Baumaterialien.

Baumaterialien.

§. 1.
Eintheilung der Baumaterialien.

Diejenigen Körper, welche mit einander verbunden irgend eine Construction oder einen Bau bilden, nennt man Baumaterialien.

Die Kenntniß dieser Baumaterialien und ihrer Eigenschaften ist eine der wichtigsten für den Techniker, denn um einem Bauwerke irgend einer Art die gehörige Festigkeit und Dauer zu geben, hat er seine Aufmerksamkeit nicht nur auf einen festen Baugrund, sondern auch auf die Auswahl guter Materialien, ihre gute Verbindung und auf ein richtiges Verhältniß zwischen Kraft und Last zu richten.

Die Baumaterialien werden in folgender Ordnung betrachtet:

1) Bausteine,
2) Bindestoffe,
3) Bauholz,
4) Metalle.

Der nähern Betrachtung der Bausteine sollen einige Bemerkungen über die Entstehung und Altersfolge der Gebirgsarten, sowie über die Form derselben für verschiedene Gesteine, vorangehen.

§. 2.
Entstehung und Altersfolge der Gebirgsarten.

Die verschiedenen Gebirgsformationen lassen sich in zwei große Klassen theilen.

Die eine Klasse umfaßt die geschichteten Formationen, welche eine zusammenhängende Reihe bildend, in einer bestimmten Ordnung übereinander abgelagert sind; die andere Klasse begreift die ungeschichteten massigen Formationen, die keine bestimmte Aufeinanderfolge zeigen.

Die Gesteine der geschichteten Formation sind in der Regel von ziemlich einfacher Zusammensetzung. Der Zustand mechanischer Aggregation ist bei der Mehrzahl deutlich ausgesprochen, ihre Masse ist gewöhnlich in Platten abgetheilt, die unter sich parallel laufen und bei einer unbedeutenden Dicke eine große Ausdehnung in die Länge und Breite haben.

Die Gesteine der massigen Formation sind dagegen von vorherrschend krystallinischer Bildung, bestehen meist aus einem Gemenge von mehreren krystallisirten Mineralien und nur selten erscheint eine durchgreifende Schichtung.

Innerhalb der beiden Klassen selbst ergeben sich weitere ganz naturgemäße Abtheilungen nach Haupt-Verschiedenheiten und nach der Altersfolge gebildet.

Die angegebene Unterscheidung der Formationen in geschichtete und massige ist zugleich von der höchsten Bedeutung für unsere Vorstellungen von ihrer Entstehung.

In der Schichtenbildung erkennt man das Produkt eines allmähligen Niederschlages aus den Gewässern und gewinnt so die Ansicht einer neptunischen Entstehung eines großen Theils der Erdrinde. In der massigen Struktur aber zeigt sich das Gepräge einer Bildung durch glühenden Fluß oder durch Erstarrung von Massen, die, geschmolzen von Innen heraus, an die Oberfläche getrieben worden sind. Das Studium der Vorgänge, unter welchen jetzt noch vor unsern Augen die stetige Fortbildung der Erdrinde, theils durch Vermittlung des Wassers, theils durch vulkanische Kräfte stattfindet, haben den Schlüssen, daß die geschichteten Formationen neptunischen, die massigen dagegen vulkanischen oder plutonischen Wirkungen ihre Entstehung verdanken, den höchsten Grad von Sicherheit gegeben.

Geht man bei der Klassification der Gebirgsarten von der Oberfläche der Erde in ihr Inneres, so erhält man nachstehende Reihenfolge:

Geschichtete Formationen:
1) Aufgeschwemmtes Gebirge,
   a) Alluvium,
   b) Diluvium;
2) Tertiäres Gebirge,
3) Flötzgebirge,
4) Uebergangsgebirge,
5) Ur- oder Grundgebirge.

Massige Formationen:
1) Plutonisches Gebirge,
2) Vulkanisches Gebirge.

§. 3.

Geschichtete Formationen.

Das Alluvium des aufgeschwemmten Gebirges bildet die oberste Lage der Erdrinde. Seine meist lockern Massen tragen das Gepräge eines Absatzes aus Gewässern. Die Massen des Alluviums schließen zahlreiche Reste von Thieren und Pflanzen ein, welche, mit weniger Ausnahme, Gattungen angehören, die noch leben, und zum großen Theile da leben, wo man deren Ueberreste findet. Beiderlei Reste sind nicht eigentlich versteinert.

An vielen Orten findet man im Alluvium unter einer mächtigen Decke von Schlamm und Sand Torf, Aeste, Stämme, Wurzeln großer Waldbäume und Sträucher, die meist an diesen Orten gestanden haben.

Die neuesten Bildungen liegen vorzüglich in den Niederungen, erfüllen das Flachland, viele Thäler, erscheinen am Meeresufer, an den Ufern der Seen und Flüsse, seltener auf den Höhen der Gebirge.

Die Massen der Diluvium-Formation nehmen ihre Stelle stets unter der vorhergehenden ein, und zeigen sich mit derselben nie in Wechsellagerung.

Die hier auftretenden Gesteine sind, wie beim Alluvium, größtentheils von geringem Zusammenhange und Produkte mechanischer Aggregation.

Die größten Massen des Diluviums werden durch Thon, Lehm, Mergel, Sand, Grus und Gerölle gebildet, und als besonders bezeichnend müssen mächtige, weit ausgedehnte Ablagerungen von Schutt, Trümmern und großen Felsblöcken angesehen werden.

Während die Alluvialgebilde sich zum größten Theile unter wohlbekannten Verhältnissen aus ruhigen oder wenig bewegten Wassern, auf einem beschränkten Raume allmählig niederschlugen, geben die Lagen des Diluviums allenthalben die Beweise, daß ihre Bildung in die Epoche der gewaltsamsten Bewegungen fällt, die sich jemals auf der Oberfläche unserer Erde ereignet haben; daß die Kräfte, welche sie hervorbrachten, plötzlich zu wirken begannen; daß sie außerordentlich waren, und auf der ganzen Erde, aber nur vorübergehend, gewirkt haben.

Plötzlich hereinbrechende Fluthen, heftige Strömungen, gewaltsame Wassergüsse und in ihrem Gefolge gewaltige Ueberschwemmungen können als die besonderen, jetzt nicht mehr vorhandenen Ursachen jener Ablagerungen angesehen werden. Die Mächtigkeit der abgelagerten Massen ist im Allgemeinen viel größer, als beim Alluvium, und beträgt stellenweise gegen 60 Metres. Zwischen den Massen von Schutt, Grus etc. liegen Reste verschiedener Thiere, Land-, Süßwasser- und Meeresprodukte öfters mit Schlamm und Lehm in Spalten und Höhlen zusammengeschwemmt.

Von vegetabilischen Resten findet man vorzüglich verkohlte Baumstämme, zuweilen in bedeutender Menge beisammen liegend.

Die Massen der Diluvialformation liegen vorzüglich am Fuße der Gebirge, in den Thälern und Ebenen; sie erscheinen aber auch an den Abdachungen und selbst auf den Gipfeln der Berge. Sie ruhen unmittelbar auf älteren Gesteinen, füllen Becken und Mulden aus, und bilden gewöhnlich die Unterlage der Alluvialmassen, von welchen sie am Ausgange der Thäler in der Regel überdeckt werden.

Tertiäres Gebirge nennt man eine Reihe von Gebirgslagern unmittelbar unter dem Schuttlande bis hinab zur Kreide, welche vermöge der Beschaffenheit ihrer Gesteine und vermöge der organischen Reste, welche sie einschließen, zusammen ein großes, scharf charakterisirtes Gebirgsganzes bilden.

Es setzt große und ausgedehnte Massen der Erdrinde zusammen und ist, wie man jetzt weiß, über den ganzen Erdball verbreitet. Die hier vorkommenden Steine bestehen vorzüglich aus Thon, Sand, Mergel und Kalk. Sandsteine und Conglomerate bilden beträchtliche Massen. Auf mechanischem Wege entstandene Gebilde sind vorherrschend. Als Produkte chemischer Aktion können einige Kalke, Gyps, Steinsalz und gewisse Kieselmassen betrachtet werden.

An organischen Resten ist kein Gebirge reicher, als das tertiäre — (Petrefacten). Das tertiäre Gebirge ist im Allgemeinen deutlich geschichtet. Die Schichten sind meist parallel und gewöhnlich horizontal. Es bildet meistens Hügel, niedrige Berge mit sanften Abfällen und wenig über die Seen erhabene Plateaus. Mitunter constituirt es aber auch zusammenhängende Bergketten und erreicht eine beträchtliche Höhe.

In Buchten, Meerengen, Thälern und Niederungen findet man das tertiäre Gebirge abgelagert. Vielfacher Wechsel von Süßwasser- und Meeresgebilden, sowie der Reichthum und die Vielartigkeit organischer Reste machen es besonders ausgezeichnet.

Mit dem Namen Flötzgebirge bezeichnet man die große Reihenfolge von Schichten, welche zwischen dem tertiären Gebirge und der Hauptkohlen-Ablagerung liegt. Wie Alles, was sich aus Wasser niedersetzt, horizontale Lagen bildet, so mußten allerdings auch die Schichten des Flötzgebirges, als Produkte mechanischer Absätze, oder chemischer Niederschläge, ursprünglich eine horizontale Lage annehmen, und diese so lange beibehalten, als sie nicht durch mechanisch wirkende Kräfte verändert wurde.

Veränderungen dieser Lage, in Folge von Erreignissen, die sich längere oder kürzere Zeit nach der ursprünglichen Ablagerung der Schichten zugetragen haben, sind indessen häufig; man findet sogar aufgerichtete Schichten des Flötzgebirges.

Die Gesteine, welche die Schichten des Flötzgebirges zusammensetzen, sind im Wesentlichen dieselben, welche wir beim tertiären Gebirge gesehen haben; sie besitzen aber im Allgemeinen eine größere Festigkeit. In der untern Abtheilung des Flötzgebirges bilden Sandsteine und Conglomerate die Hauptmassen. In der obern Abtheilung treten dagegen große Massen von Mergel und Kalkstein auf.

Wie bei dem tertiären Gebirge, so erscheint auch hier ein Wechsel von Schichten verschiedener Gesteine, insbesondere sieht man größere Ablagerungen von kalkigen und sandigen Gebilden, deren Ursprung durchaus verschieden ist. Von organischen Resten tritt eine große Menge auf, und es machen von ihnen die Schalthiere den größten Theil aus. Sie sind aber in diesen Schichten nicht mehr, wie im tertiären Gebirge, bloß verkalkt, sondern eigentlich versteinert, und mit Verlust der Schale, doch unter Beibehaltung der Form, von Kalkmasse, seltener von Kieselmasse, durchdrungen. Viele Schichten des Flötzgebirges zeigen eigenthümliche Thierreste, welche allenthalben darin liegen, als constante Begleiter auftreten, und somit bezeichnend für dieselben sind.

Die Pflanzenreste sind im Flötzgebirge zahlreicher, als in jeder andern Ordnung und zeigen eine außerordentliche Mannigfaltigkeit; in der untersten Lage häufig eine bedeutende Größe.

Von großer Wichtigkeit ist die Erzführung des Flötzgebirges. Verschiedene Metalle kommen in demselben vorzüglich in der untern Abtheilung auf wahren Gängen vor, auf Lagern und in Nestern, eine Erscheinung, welche im tertiären Gebirge nicht wahrgenommen wird. Auch Steinsalz, Gyps und Steinkohlen treten in großen Massen auf.

Das Flötzgebirge ist sehr deutlich geschichtet; Mächtigkeit und Stellung der Schichten sind aber außerordentlich verschieden. Gewöhnlich zeigen die kalkigen mergeligen und thonigen Schichten eine weit geringere Mächtigkeit als die Sandsteinschichten.

Die Verbreitung des Flötzgebirges ist außerordentlich; man findet es in allen Ländern der Erde. Es erhebt sich bis zu den größten Höhen, und zieht hinunter bis nahe über den Spiegel des Meeres.

Unter dem Flötzgebirge liegt eine Reihe von Gebirgsbildungen, die theils aus mechanisch gebildeten und petrefactenführenden, theils aus durch chemische Kräfte erzeugten, krystallinischen, versteinerungsleeren Schichten zusammengesetzt sind, und sich als Verbindungsglied zwischen dem petrefactenfreien Grundgebirge und den ausschließlich petrefactenführenden Formationen des Flötzgebirges darstellen, die man deshalb Uebergangsgebirge zu nennen pflegt.

Sandsteine, Conglomerate und Brekzien, dichte Kalksteine, Grauwacke und Thonschiefer bilden die Hauptmassen des geschichteten Uebergangsgebirges. In seinen untern Lagen treten im Wechsel mit jenen ausgezeichnete Gneise, Quarzfels, Glimmer-, Chlorit- und Talkschiefer auf. Charakteristisch ist hier die allgemeine starke Aufrichtung der Schichten des Uebergangsgebirges.

Die Erzführung ist in dem Uebergangsgebirge von so großer Bedeutung, einer solchen Verbreitung und Mannigfaltigkeit, wie in keiner der ältern Formationen des Flötzgebirges. Ebenso besitzt es einen großen Reichthum an vortrefflicher Steinkohle.

Weniger verbreitet als das Flötzgebirge, erreicht das Uebergangsgebirge im Allgemeinen auch nicht dieselbe Höhe über dem Meere, obwohl es öfters selbstständige Gebirge zusammensetzt, und mehrere der ausgezeichnetsten Gebirgsgipfel der Erde bildet.

Auf die untere schieferige Gruppe des Uebergangsgebirges folgt eine ausgezeichnet krystallinische Reihe von Schichten, welche als die tiefste und älteste Lage der geschichteten Gebirgsbildungen auftritt, somit die Grundlage aller übrigen bildet und daher Grund- oder Urgebirge genannt wird.

Das Grundgebirge enthält niemals Petrefacten, was den Hauptcharakter desselben ausmacht.

Eine scharfe Gränze zwischen Uebergangsgebirge und Grundgebirge kann nicht gezogen werden, da die petrefactenführenden und petrefactenleeren Schichten des krystallinischen Gebirges auf große Strecken mit einander wechsellagern und unmerklich in einander übergehen.

Die Hauptmassen des geschichteten Grundgebirges werden durch Gneis und Glimmerschiefer zusammengesetzt. Chlorit und Talkschiefer erscheinen namentlich dem letztern untergeordnet in kleineren Parthien, und ebenso Kalkstein, Quarzfels und Weißstein.

Die Erzführung des Grundgebirges ist von großer Bedeutung, und es ist insbesondere der Gneis durch erzführende Gänge und Lager ausgezeichnet.

Es kommen in ihm Silber — Kobalt — Wismuth — Zinn — Kupfer — Antimon — Arsenik — Zink — Eisen — und Bleierze führende Gänge vor.

Die Schichtenstellung hat im Grundgebirge dieselbe Beschaffenheit wie im Uebergangsgebirge. Starke Aufrichtung der Schichten ist eine allgemeine Erscheinung.

Die Mächtigkeit des Grundgebirges ist außerordentlich groß; man sieht es häufig in Ablagerungen von mehreren tausend Fuß. Dabei erreicht es oftmals eine sehr bedeutende Höhe.

Die Formen des geschichteten Grundgebirges sind mannigfaltig. Bei geringer Höhe der Massen erscheinen die Umrisse sanft, die Berge sind stark verflächt, namentlich wenn sie aus den rasch verwitterten glimmerreichen Schiefern bestehen, die Berggipfel zeigen sich völlig gerundet, und die Thäler flach. Große und zusammenhängende Gneis- und Glimmerschiefermassen, die keine beträchtliche Höhe erreichen, setzen gewöhnlich Plateaus und Bergebenen zusammen, über welchen einzelne Hügel aufsteigen.

Erreichen die Schiefermassen aber eine ansehnliche Höhe, treten in ihm viele untergeordnete Lager auf, so ist die Physiognomie ganz verändert. Es erheben sich hohe Rücken mit steilem Abfall, und ist auch gleich die herrschende Bergform noch gerundet, so erscheinen doch mitunter schon schärfere Kämme, tief eingeschnittene Thäler. Im hohen Gebirge, wie in den Alpen, wo Gneis und Glimmerschiefer in kolossalen Bergen auftreten, sind die Formen häufig wild und rauh.

§. 4.

Massige Formationen.

Der gänzliche Mangel an Schichtung, ein massiges, ungeregeltes, häufig isolirtes und inselartiges Auftreten unterscheidet diese Gebirgsbildungen von den in regelmäßiger Aufeinanderfolge abgelagerten, geschichteten Formationen. Ein körniges Gefüge waltet vor, die Schieferbildung ist zurückgedrängt, und an der Stelle der plattenförmigen Abtheilung erscheinen eigenthümliche, durch die krystallinische Zusammensetzung der Massen bedingte Struktur-Verhältnisse. Feldspath und feldspathverwandte Gattungen, Hornblende und Augit sind die Mineralien, welche als Hauptbestandtheile der vorherrschenden Gebirgsarten dieser Klasse auftreten.

Das **vulkanische Gebirge** besteht aus Massen, die theils im erweichten und geschmolzenen, theils im festen Zustande mehr und weniger durchgeglüht, zerstoßen und zerrieben, von Innen heraus an die Oberfläche gehoben, darüber ergossen oder ausgeworfen worden sind.

Vulkane im eigentlichen Sinne des Worts sind einzelne, freistehende, steil emporsteigende Kegelberge, die wesentlich aus Trachit bestehen und durch einen offenen Schlund eine fortwährende Verbindung zwischen dem Herde ihrer eigenthümlichen Thätigkeit und der Atmosphäre unterhalten, aus welchem von Zeit zu Zeit Feuer, Dämpfe, Steine und geschmolzene Materialien hervorbrechen.

Verschieden von diesen, mit beständigen offenen Kratern versehenen, trachitischen Feuerbergen sind die basaltischen Inseln, welche aus basaltischen und doleritischen Gesteinen, Conglomeraten und Tuffen bestehen. Trachit ist in ihnen

selten. Hier sind die Gesteinslagen von einer hebenden Ursache bis zur größten Höhe emporgetrieben und in der Mitte durchbrochen worden. Dadurch wurde das Innere aufgeschlossen.

Der Kessel erscheint als Krater und ist eine Wirkung der Erhebung des Bodens, deshalb man ihn Erhebungskrater nennt.

Die Gebilde des plutonischen Gebirges haben in mehrfacher Beziehung eine große Aehnlichkeit mit den Massen der vulkanischen Gebirge. Sie erstrecken sich in Trümmern und Gängen in die verschiedensten geschichteten Formationen hinein, bringen in Keilen, Stöcken und Kegeln in dieselben herauf und haben dabei mannigfaltige Veränderungen ihrer Gesteine bewirkt. Vorwaltend ist der gemeine kalkhaltige Feldspath, die Hornblende ist häufig, und der im vulkanischen Gebirge fast ganz vermißte Quarz tritt bei den Hauptgesteinen theils in krystallinischer Form, theils in ausgebildeten wahren Krystallen in großer Menge auf. Organische Ueberreste fehlen hier ganz.

Die Analogie, welche die plutonischen Gebilde mit den wahrhaft vulkanischen Produkten, mit Laven, Basalten ꝛc. in der Art zeigen, wie sie den geschichteten Formationen eingefügt sind und wie sie dieselben an den Berührungsflächen verändert haben; die Analogie zwischen den Mineralien, welche in beiderlei Massen eingewachsen vorkommen; dieß Alles beweist, daß sie auf eine ähnliche Weise gebildet wurden, und durch Kräfte, die im Wesentlichen mit den vulkanischen übereinstimmen. Sie sind, wie diese, aus dem Innern der Erde heraufgestiegen, durch die Macht der Dämpfe gehoben, aber unter veränderten Verhältnissen und größtentheils in einer frühern Bildungsperiode unseres Planeten.

§. 5.

Von den Gebirgsformen verschiedener Gesteine.

Im Allgemeinen nimmt die schroffe, senkrechte Felsenform in dem Verhältnisse ab, wie die schiefrige Textur der Gebirgsarten und insbesondere auch ihre Verwitterbarkeit zunimmt.

Hohe Granitberge sind meist schroff, mit spitzigen, zackigen, vegetationslosen Gipfeln, bilden häufig eigentliche Hörner und Nadeln, oft reihenweise verbundene, ruinenähnliche Pfeiler und Pyramiden. Die Wände erscheinen steil abgeschnitten, nackt, mit vorspringenden Felsen; die Felsthäler tief, engsohlig, vielfach gewunden, nicht lang, aber von beträchtlichem Abfall. Minder erhabene Granitberge haben sanfte Umrisse, einzeln hervorragende Kuppen und Hügel wechseln mit sehr allmählig ansteigenden Höhen, welche sich in weite Ebenen verlaufen.

Der Syenit steigt selten bis zur Höhe des Granits; er bildet mehr flache Hügel, abgerundete Kuppen und Rücken von ziemlich gleicher Höhe, bauchige Abhänge, weite Becken; wo er bedeutende Höhen erreicht, zeigt er ähnliche Formen wie hohe Granitgebirge.

Die Umrisse der Gneisgebirge sind weniger scharf als die Umrisse der Granitberge, im Ganzen ihres Charakters liegt mehr Einförmiges. Die größeren langgedehnten, zusammenhängenden Bergzüge des Gneises erscheinen wellenförmig,

nur selten mit hervorragenden Kuppen, und sind von Mulden durchschnitten. Die einzelnen Berge haben runde Rücken. Kleinere Bergketten bilden flache Kuppen, geschieden durch wannenähnliche Vertiefungen.

Der Glimmerschiefer setzt meist große Bergebenen zusammen, mit sanften wellenförmigen Erhabenheiten. Zwischen den gerundeten Berggipfeln herrscht viel Zusammenhang, und die Höhenzüge sind nur durch niedrige Pässe in Gruppen geschieden.

Jede Gruppe wird in der Regel durch einen Gipfel beherrscht; nicht leicht steigen zwei nahegelegene Gipfel zu gleicher Höhe empor. Die ganzen Gebirge senken sich oft in flache Thäler. Die Abhänge meist terrassenartig und von vielen Schluchten durchschnitten, haben nur wenige Klippen.

Der Urkalk steigt nicht selten zu beträchtlicher Höhe; seine Felsen sind durch schroffe Umrisse ausgezeichnet, und auf den Abhängen mit steilen, klippigen, kahlen Felswänden besetzt.

Der Porphyr bildet selten zusammenhängende Ketten, sondern meist zerstückte und steile, oft unersteigliche Kegelgebirge, welche sich durch das Kühne ihrer Formen auszeichnen.

Mit dem Erscheinen der Grauwacke nimmt in manchen Gegenden die Höhe des Hauptgebirges ab; die Grauwacke setzt meist breite, kuppige, nach einer Richtung erstreckte Gebirgsrücken zusammen. Die einzelnen Berge zeigen sich häufig kegelförmig, freistehend und mit Felsen verbunden, die Gipfel sind theils scharfrückig, theils etwas abgeplattet und mit wenigen Hervorragungen. Hin und wieder findet man schroffe Abhänge, überhängende Felsenwände und Klippen.

Die Thäler sind tief, felsig, oft sehr lang.

Der Thonschiefer setzt häufig schöne Bergebenen zusammen; die Berge des Thonschiefers sind wellenförmig verbundene Kugelabschnitte; die Rücken gedehnt, sanft gerundet, oft sehr flach, sie tragen wenig Kuppen. Nur da, wo tiefe Thäler einschneiden, sieht man hohe, steile, senkrechte, seltsam geschichtete Wände, zersplittert, klippig und besetzt mit wilden zackigen Massen, oft absatzweise niedersteigend, selbst drohend überhängend.

Die Berge von Kieselschiefer sind kegelförmig, schroff, mit oft weit hervorragenden, zerrissenen, zackigen Felsmassen und klippigen Abhängen.

Die Thäler sind eng, tief, und von hohen pralligen Felsen begränzt.

Die Berge des Uebergangskalkes zeichnen sich durch einen eigenen Charakter der Wildheit aus; sie sind spitzig und kegelförmig, ihre Gipfel tragen mitunter Nadeln und Hörner, aus breiten Felsenmauern hervorragend. Die steilen Abhänge sind mit schroffen Klippen, steten Einsturz drohenden Massen besetzt und erscheinen oft als völlig senkrechte Mauern. Die Thäler sind eng und tief mit Felsblöcken und Trümmern bedeckt.

Das Steinkohlengebirge, vorzüglich aus Kohlensandstein, Schieferthon und Steinkohlen bestehend, hat eine flach gerundete Form in seinen Erhabenheiten, und schließt breite flache Thäler ein.

Manchmal zeichnen sich auch seine Berge durch kleine Kuppen und durch schmale spitzige Rücken aus, und das Zerrissene, das Steile der Abhänge, zumal

längs der Ufer der Flüsse und am Gestade des Meeres, sind für dieses Gebirge charakteristisch.

Der rothe Sandstein setzt da, wo er in großer Mächtigkeit auftritt und mitunter eine Stärke von 15—1800 Metres erreicht, wie der Porphyr, den er begleitet, mehr oder weniger weit verbreitete, meist isolirte Gebirgszüge aus hohen steilen Bergen zusammen, mit sehr schroffen Felsen und mit großen Wänden. Die Bergrücken sind stark ansteigend, durch schmale Thäler getrennt und durch tiefe Schluchten in Kuppen getheilt. Oft bildet er, wenn seine Mächtigkeit minder groß ist, einzelne Höhen mit wenig erhabenen, durch flache, muldenförmige Schluchten geschiedenen Berge, oder auch nur Hügel mit sehr gerundeten Gipfeln, und mit sanften Abhängen, welche weit gedehnten Thälern zuführen, und nur da, wo Wasser die Gesteinmassen durchbrochen, finden sich Engthäler mit schmaler Sohle und steilen Wänden.

Die Zechstein- oder Alpenkalkgebirge sind oft sehr steil und klippig, aus den Gipfeln ragen unersteigbare, thurmähnliche Felsen, auch wahre Nadeln, senkrecht in die Höhe, und die Abhänge sind häufig senkrechte kahle Mauern mit Spalten und tiefen Einschnitten versehen. Minder erhabene Zechsteingebirge setzen dagegen mehr abfallende Höhen und gerundete Berge zusammen, welche indeffen da, wo sie Flußthäler bilden, nicht selten steil sich senken, selbst schroff abgeschnitten sind.

Die bunte Sandstein-Formation, deren obere Bildungen aus rothem Mergel bestehen, bildet große Plateaus, welche sanfte, rundliche Bergrücken tragen, und durch tiefe Thäler mit meist steilen Wänden durchschnitten sind. Sie erreicht keine bedeutende Höhe.

Der Muschelkalk mit seinen Lagern von Hornstein, Gyps, Thon mit Steinsalz, Mergel, Sandstein und etwas Kohlen bildet theils am Fuße des bunten Sandsteingebirges unebene Flächen, theils aber auf dem Sandstein-Plateau langgezogene Hügel.

Die Keuper-Formation, aus abwechselnden Lagern von Sandstein und bunten Mergeln mit untergeordneten Lagern von Gyps, etwas Steinkohle und Kalk bestehend, bildet keine Gebirge und Felsen; sie füllt Ebenen aus und bildet Plateaus, welche kein hohes Niveau erreichen.

In der Lias-Formation, welche durch schwarzen bituminösen Mergel, Kalkstein und Sandstein, die durch stete Uebergänge mit einander verbunden sind, gebildet wird, zeigt sich sehr welliges, meist mit vielen Rücken durchzogenes Land. Letztere bilden sich durch geneigte Kalkschichten, um welche herum der Mergel abgewaschen ist. Durch Zusammenstürzungen stellen diese oft schöne Klippen dar. Ausgezeichnete Längenthäler sind häufig.

Der Quadersandstein mit seinen Mergeln bildet da, wo letztere vorwalten, hügeliges flaches Land, der Sandstein selbst aber groteske Klippen. Senkrechte, zuweilen sehr weit geöffnete Spalten durchziehen das Gestein. Die Mächtigkeit des Quadersandsteins beträgt meist 60—150 Metres.

Kreidemergel- und Jurakalk-Formation. Einem ungeheuren Damme gleich steigt der erhabenste Rücken dieser ausgedehnten Gebirgsbildung mit großer

Einförmigkeit, von den Ufern der Seen oder aus Ebenen, zu mehr als 1500 Metres über den Meeresspiegel empor. Abgeplattete Gipfel, begränzt durch senkrechte Abfälle, eingekerbte Bergkämme, seltsame Stellung der Schichten und das wild Aufgethürmte der Felsenmassen vermehren das Malerische des Anblicks.

Die Kreide-Formation, in der Regel niedere Plateaus und welliges Land bildend, zeigt dennoch groteske Bergpartien mit scharfen Rücken, durchschnitten von engen Schluchten. Einzelne Kreideberge erheben sich in pyramidaler Form zu großer Höhe.

Die Braunkohlen- und plastische Thon-Formation bildet meist niederes, flaches Land, kommt jedoch zuweilen auch in hohen gebirgigen Gegenden vor. Die Mächtigkeit ist gewöhnlich 15—60 Metres.

Der Grobkalk setzt nie hohe Berge zusammen, er bildet kegelförmige Hügel, deren Seiten zuweilen sehr steil sind. Häufig füllt er große Vertiefungen und weitgedehnte Becken aus.

Die übrigen tertiären Gebirgsbildungen, noch aus mancherlei Kalksteinen, Sandsteinen, Gyps 2c. bestehend, tragen im Aeußern den Charakter des Hügellandes und der Ebene. Die aufgeschwemmten Gebirgsarten sind im Aeußern noch geringer ausgezeichnet.

Die vulkanischen Bildungen der ältern Zeit (Trachite, Basalte 2c.) zeigen meist Kegelformen, theils einzeln stehend, theils gruppirt, während die wahren Feuerberge, welche Laven in flüssiger Gestalt ergossen haben und noch ergießen, sich durch die trichterförmigen Krater auf ihren Gipfeln auszeichnen *).

---

1. Bausteine.

Man unterscheidet zweierlei Arten von Bausteinen:
 a) natürliche Steine und
 b) künstliche Steine.

a) Von den natürlichen Steinen.

§. 6.

Gewinnung der Steine.

Die Steine werden entweder aus einem Steinbruche gewonnen, oder man findet sie auf dem freien Felde und auf Bergabhängen in losen Stücken, die den Namen Feld- oder Lesesteine, auch Findlinge haben.

---

*) Mehreres hierüber sehe man
 Traité de Geognosie par D'Aubuisson de Voisins, Paris 1828;
ferner
 K. C. Leonhard's Charakteristik der Felsarten, Heidelberg 1824;
ferner
 F. Walchner, Geognosie, Karlsruhe 1832.

Die Art und Weise, wie die Steine aus dem Bruche gewonnen werden, nennt man das Steinbrechen. Der gewöhnlichste und einfachste Weg, die Steine zu brechen, ist durch Tagebau. Dabei werden an solchen Orten, wo die geognostischen Untersuchungen Steinlager vermuthen lassen, die obern Erdschichten, Dammerde, Schutt, Gerölle, verwitterte und unreife Steinlagen bis auf die brauchbare Schicht oder Bank abgeräumt. Nach Wegnahme des Abraumes hat ein solcher Tagebau die Form eines offenen Steinbruchs, aus welchem die Steine bankweise entweder mit Anwendung von Keilen und Brechstangen oder durch Sprengen mit Schießpulver gebrochen werden.

Die Feldsteine werden zuweilen auch durch Feuersetzen gesprengt, d. h. es wird auf der Seite des Steins, von welcher der Wind herkommt, ein starkes Holzfeuer gemacht, und wenn der Stein dadurch sehr erhitzt ist, wird er plötzlich mit kaltem Wasser begossen. Hierdurch erhält der Stein Risse und kann dann mit Hämmern in Stücke zerschlagen werden.

Obwohl man alle Steine, welche aus Steinbrüchen gewonnen werden, mit dem Namen Bruchsteine bezeichnet, so nennt man doch in der Baukunst nur solche Steine so, welche als Trümmer der Gebirgsmassen vorkommen und eine vielseitig unebene Gestalt haben.

Hat man einem Bruchsteinblocke künstlich eine regelmäßige Gestalt gegeben, so nennt man ihn Quader oder Werkstück.

§. 7.

Steine, welche zum Straßenbau und zu starken Mauerwerken über und unter Wasser vorzüglich zweckmäßig sind.

(Vorzeigen dieser Steine im Vortrag.)

Granit.

Die körnige Masse des Granits besteht aus Feldspath, Quarz und Glimmer. Das Verhältniß der Gemengtheile ist sehr verschieden, in der Regel sind der Feldspath und der Quarz vorwaltend, und der Glimmer macht den kleinsten Bestandtheil aus. Am besten ist der Granit, wenn die Gemengtheile gleichförmig vertheilt sind und ein feinkörniges Gefüge bilden.

Die Farbe des Granits ist sehr verschieden: rothgrau, grünlich, auch braunschwarz; sie wird in der Regel vom Feldspathe bestimmt.

Die Schichtung des Granits ist selten deutlich, oft sind die Massen durch häufige Klüfte in mächtige Lager getrennt; oft sind sie senkrecht in unregelmäßig prismatische Pfeiler oder in große polyedrische Blöcke zerspalten.

Die Anwendung des Granits zu Werken der Prachtbaukunst verliert sich bis in die fernsten Zeiten des Alterthums. Die Obelisken Egyptens werden auf 30 Metres Höhe geschätzt. Der Untersatz der Pompejussäule zu Rom ist 27 Metres hoch. Das Fußgestell der Bildsäule Peters des Großen mißt auf der Grundfläche 12·6 Metres in der Länge und 10·8 Metres in der Breite, die Höhe ist 6·3 Metres. Die Waterloobrücke zu London ist ganz von Granitquadern erbaut.

Granit kommt häufig vor: Schwarzwald, Odenwald, Fichtelgebirge 2c.

Syenit

besteht größtentheils aus Feldspath und Hornblende, enthält häufig Quarz und Glimmer.

Diese Bestandtheile sind innig gemengt und bilden meist ein weniger grobkörniges Gefüge wie bei dem Granit.

Die Farbe des Syenits ist milchweiß, roth, auch grauweiß. Der Quarz ist zuweilen gräulichweiß und die Hornblende schwarz. Syenit ist meist gar nicht oder nur selten und fast immer undeutlich geschichtet. Bei wahrnehmbarer Schichtung sind die einzelnen Schichten sehr mächtig. Er erscheint häufig auch in Form von Säulen und regellosen Massen. Für Werke der Wasserbaukunst ist der Syenit sehr geschätzt. Sein Vorkommen ist nicht sehr allgemein: sächsisches Erzgebirge, Odenwald, Vogesen 2c.

Gneis

besteht, wie der Granit, vorzüglich aus Feldspath, Quarz und Glimmer, aber das Gefüge ist nicht körnig, sondern schiefrig. Die Schichtung ist sehr deutlich und oft sehr mächtig. Gneis ist leichter zu bearbeiten wie Granit und dient gleich diesem zu Hau- und Bruchsteingemäuer; zum Wasserbau und Grundbau an feuchten Orten ist Gneis unbrauchbar, da seine natürlichen Ablagerungsschichten durch die Einwirkung des Wassers sich trennen. Das Gestein ist häufig verbreitet: Odenwald, Harz, Schwarzwald, sächsisches Erzgebirge 2c.

Quarzfels

ist ein durchaus gleichfarbiges, gewöhnlich krystallinisches Gestein, welches zuweilen Bergkrystall-Bruchstücke enthält. Der reine Quarz hat eine weiße Farbe, wird aber öfters röthlichbraungelb und grau angetroffen.

Schichtung fehlt entweder ganz oder ist sehr undeutlich. Quarz kommt oft als Feld- oder Lesesteine in abgerundeten Stücken auf Ackerfeldern und als Geschiebe oder Gerölle in Flüssen vor, in welcher Gestalt man ihn Kieselstein nennt.

Zum Bauen über und unter Wasser und als Straßenmaterial ist das Quarzgestein wegen seiner großen Härte und seiner Eigenthümlichkeit, von fast keinem Stoffe angegriffen zu werden, sehr tauglich. Vorkommen häufig: Schwarzwald, Erzgebirge, Fichtelgebirge 2c.

Basalt.

Die sehr dichte und harte Masse des Basalt besteht aus innig gemengten Theilen von Augit, Feldspath oder Feldstein und Magneteisen; sein Bruch ist flachmuschelig und geht theils in's feinsplitterige, theils in's feinkörnig Unebene über, seine Farbe ist bläulich und schwärzlichgrau. Deutliche Schichtung ist dem Basalte selten eigen, dagegen kommt er in abgesonderten 4—5—6seitigen 6—30 Metres hohen Säulen vor. Zu Grundmauern, Pflaster- und Straßenmaterial ist der Basalt sehr tauglich, auch im Brückenbau wird er gerne verwendet, dagegen zu Feuerungsanlagen taugt er nicht. Basalt ist häufig verbreitet: Fichtelgebirge, Westerwald, Siebengebirge, Erzgebirge.

Feldstein-Porphyr.

Die Hauptmasse dieser Felsart ist Feldstein, in welchem Krystalle von Feldspath und andern Materialien wie Quarz oder Hornblende zerstreut liegen. Es gibt

rothen und grünen Porphyr, beide Arten sind von bedeutender Härte und lassen sich daher schwer mit dem Meißel bearbeiten. Porphyr ist zuweilen deutlich geschichtet, oder wenigstens in säulenförmige Massen oder dicke Platten abgetheilt. Vorkommen: Schwarzwald, Thüringer Waldgebirge, Schlesien, Erzgebirge, Sachsens Harzgebirge.

Hornfels.

Die aus splittrigem Quarze, Feldstein und sehr wenig Turmalin innig gemengte Masse des Hornfels ist von rauchgrauer in's Röthliche und Schwarze ziehender Farbe, bisweilen auch schwarz, grünlich oder weißlich gestreift; hat einen feinsplittrigen Bruch und ein feinkörniges ziemlich dichtes Gefüge. Die Schichtung ist deutlich. Das Gestein ist sehr hart und verwittert schwer. Als zufällige Gemengtheile erscheinen: Hornblende, Glimmer und Feldspath. Vorkommen: am Harze.

§. 8.

Steine, welche zum Straßenbau und zu Hau- oder Bruchsteinmauerwerk verwendet werden können.

Dolerit.

Die im krystallinischen oder körnigen Gefüge verbundenen wesentlichen Gemengtheile des Dolerits sind: Feldstein und Feldspath, Augit und Magneteisen in Körnern fein eingesprengt. Manchem Dolerite fehlt die Schichtung ganz, bei andern ist sie nur angedeutet. Die Felsart erscheint abgesondert in Säulen von verschiedener Dicke und Höhe.

Zum Mauerwerk ist das Gestein weniger geeignet, da es ziemlich leicht verwittert und gerne Feuchtigkeit aus der Luft anzieht. Vorkommen: Odenwald, Kaiserstuhl ꝛc.

Diorit oder Grünstein.

Die bildenden Theile sind: Hornblende und Feldstein, seltener Feldspath; sie bilden ein inniges, äußerst festes, grob- auch feinkörniges Gemenge. Die Schichtung ist nicht immer deutlich, aber stets sehr mächtig. Diorit erscheint häufig säulen- oder kugelförmig abgesondert, läßt sich schwer regelmäßig behauen, hält die Feuchtigkeit länger wie Granit und scheint sich auch minder gut mit dem Mörtel zu verbinden; sein bedeutendes Tragvermögen macht ihn dennoch zum Mauerwerk tauglich; als Pflasterstein fährt er sich leichter glatt als der Granit. Vorkommen: Harz, Fichtelgebirge, Sachsen.

Gabbro.

Feldstein, Feldspath und Schillerstein, sämmtlich in körnigem Gefüge mit einander verbunden, sind die bildenden Theile des Gabbro. Farbe meist grün, bisweilen gelblich oder grau. Gemenge grob, auch höchst feinkörnig. Gabbro ist nur höchst selten, aber dann in ziemlich sich gleichbleibender Mächtigkeit geschichtet. Er erscheint oft durch unzählige Klüfte getrennt; ist als Baustein dem Diorit gleich. Vorkommen: Harz, Schlesien, Unteröstreich.

Granulit oder Weißstein.

Die Hauptmasse ist Feldstein; Bruch kleinsplittrig. Gefüge körnig in's Dichte gehend. Die Feldsteinkörner sind weiß, öfters röthlich, gelblich, grau. Bisweilen

wechseln körniger und schiefriger Granulit, beide einer und derselben Masse angehörig, mit einander und sind dann stets innig vermengt. Die Felsart verwittert leicht. Sie ist, besonders die von schiefrigem Gefüge, mehr oder minder deutlich geschichtet, häufig nach allen Richtungen gespalten und zerklüftet. Granulit eignet sich nur zum Straßenbau. Vorkommen: Sächsisches Erzgebirge, Fichtelgebirge, Schlesien, Mähren.

Hornblende-Gestein.

Hauptmasse Hornblende. Gefüge blättrig, strahlig, klein und bis zum dichten feinkörnig. Farbe schwarz, dunkelgrün. Schichtung selten deutlich. Als Baustein gleich mit dem Diorit. Vorkommen: Sächsisches Erzgebirge, Fichtelgebirge, Salzburg a. a. O.

Körniger Kalk.

Die Grundmasse dieses Gesteins ist kohlensaurer Kalk von krystallinischem, körnigblättrigem Gefüge, seine mehr oder minder rein weiße Farbe verläuft sich in's Gelbe, Grüne, Blaue, Rothe. Beim Zerschlagen entwickelt der körnige Kalk einen eigenthümlichen Geruch. Schichtung fehlt entweder ganz oder ist sehr undeutlich.

Nur der glimmerreiche körnige Kalk zeigt mächtige, bisweilen höchst deutliche Schichten.

Bisweilen zeigen sich in dem Gestein Adern von Kalk oder von Braunspath, auch von Quarz. Zu Pflaster und Straßenbau ist der körnige Kalk nicht tauglich, dagegen eignet er sich zum Brennen. Vorkommen häufig: Sachsen, Baden, Bayern, Schlesien, Tyrol rc.

Uebergangs-Kalk.

Die reine, dichte, nur selten ein körniges Gefüge annehmende Kalkmasse ist theils durchaus gleichartig, theils auch nach allen Richtungen von weißen Adern durchzogen. Hauptfarbe grau, Bruch feinsplittrig, neigt sich zum Ebenen, bisweilen auch zum Flachmuscheligen und zeigt stellenweise einzelne glänzende Theilchen. Schichtung fehlt entweder ganz oder ist sehr undeutlich, bei der mit Thon gemengten Felsart ist die Schichtung deutlich und dünn. Das Gestein zeigt häufig Höhlungen und Spaltungen, die mit Kalkspath oder Quarzkrystallen erfüllt sind. Zum Pflaster- und zum Straßenbau ist der Uebergangskalk weniger geeignet, dagegen taugt er zu Bauten, die immer unter Wasser sind, und gibt gebrannt einen sehr guten Kalk.

Alpenkalk.

Die Hauptmasse ist dichter Kalk, Bruch grob oder feinsplittrig. Farbe meist einfach roth, unrein grau, gelblich; besitzt ein eigenthümlich mildes Ansehen. In der dichtesten festesten Masse des Gesteins kommen häufig Höhlungen vor. Versteinerungen sind nicht selten. Alpenkalk ist nicht immer geschichtet. Anwendung beim Bauen wie Uebergangskalk. Vorkommen häufig: Baden, Bayern, Rheinpreußen rc.

Jurakalk.

Dichter Kalk von muscheligem, selten splittrigem Bruche. Farbe gelb oder graulich weiß; Gefüge körnig, bisweilen rogensteinartig. Jurakalk ist meist reich an Versteinerungen. Die Schichtung ist sehr deutlich. Nur die sehr thon-

reichen Arten des Gesteins verwittern leicht, die übrigen geben eben so gute Bausteine wie der Uebergangskalk. Vorkommen häufig: Schwarzwald, Bayern, am Harz ꝛc.

Muschelkalk.

Die reine, dichte, ziemlich gleichartige Masse dieses Gesteins ist Kalk. Die zahllosen Versteinerungen, besonders Muscheln, sind für dieselbe charakteristisch. Bruch matt, feinsplittrig; Farbe einfach grau oder braun und gelb. Die graugefärbten Abänderungen sind härter, werden selbst hornsteinartig; die gelbgefärbten, zumal die thonhaltigen, sind meist etwas mürbe. Schichtung ausgezeichnet deutlich und gleichförmig, aber nur mit unbedeutender Mächtigkeit. Das Gestein verwittert schwer und ist daher ein eben so guter Baustein wie der Uebergangskalk. Vorkommen: Württemberg, Harz, Thüringen.

Grobkalk.

Die hauptsächlich aus Kalk bestehende Masse hat einen splittrigen Bruch. Farbe unrein grau, ockergelb, gelbbraun. Die Festigkeit des Grobkalks ist sehr verschieden; sehr fest ist meist die Abänderung, welche Muschelabdrücke enthält. Der feinkörnige Grobkalk widersteht der Zerstörung am längsten, zeigt eine deutliche Schichtung und ist daher als Baustein so gut wie der Muschelkalk. Die Brücke zu Neuilly bei Paris ist aus Grobkalk. Vorkommen: Umgegend von Paris, Rheinthal ꝛc.

Sandsteine

bestehen im Allgemeinen entweder aus einerlei oder aus verschiedenen Trümmern anderer, vorzüglich kieselartiger Gebirgsmassen, welche durch ein Bindungsmittel, das zuweilen kiesel-, zuweilen thonartig ist, zu einer Steinmasse zusammengekittet sind.

Man unterscheidet:

1) Kieselsandstein, den man gewöhnlich zu Quadern verarbeitet. Er besteht aus Quarzkörnern, die mit einem kieseligen Cemente verbunden sind. Seine Farbe ist gewöhnlich weiß, gelblichgrau; Bruch scharfkantig.

2) Rothen Kieselsandstein. Das Bindungsmittel der Kieselgemengtheile ist ein eisenhaltiger Thon, daher die Farbe röthlichbraun. Enthält oft Nester von rothem Thoneisenstein, und ist weniger dauerhaft wie der weiße Kieselsandstein; am schlechtesten halten sich die grobkörnigen rothen Kieselsandsteine, auch ziehen sie Wasser aus der Luft an.

3) Bunten Kieselsandstein. Er unterscheidet sich von dem rothen Sandstein dadurch, daß er braun geadert oder bandartig gestreift und nicht so hart ist.

4) Thonsandstein ist daran erkenntlich, daß er, mit Wasser angefeuchtet, einen starken Thongeruch verbreitet. Farbe bläulich oder grauweiß, zeigt eine geringere Härte wie der Kieselsandstein und ist namentlich zu Feuerungsanlagen tauglich. Obgleich er das Wasser hartnäckig zurückhält, so erleidet er dennoch keine Veränderung vom Froste und ist daher zum Wasserbau, wie auch zum Grundbau in sumpfigem Boden vorzüglich gut geeignet.

5) Kalkhaltigen Sandstein. Er enthält Kalk, zuweilen auch Mergel als Bindemittel der Quarzkörner. Farbe grau, gelblichweiß oder braun. Härte geringer wie Kieselsandstein.

6) Schiefrigen Sandstein. Er besteht aus einem feinkörnigen Kieselsande und Glimmer-Blättchen, die mit Lagen eines sehr feinen Sandes abwechseln. Farbe grau.

Die Schichtung der Sandsteine ist sehr deutlich und oft von bedeutender Mächtigkeit. Die festeren Abänderungen der Sandsteine, insbesondere die mit kieseligem Bindemittel, eignen sich vorzüglich zu Quadergemäuer, Säulen, Gesimsen, Platten, und geben ein gutes Straßenpflaster. Zu Deckmaterial für Straßen sind sie weniger anwendbar.

Sandsteine sind über das ganze gebirgige Deutschland verbreitet und in manchen Gegenden beinahe der ausschließliche Baustein.

§. 9.

Steine, welche zum Dachdecken gebraucht werden.

Thonschiefer.

Höchst feines Gemenge von Glimmer, Quarz, Feldspath und Kalk. Gefüge schiefrig; Farbe blau, grau, röthlich. Vorkommen: Sachsen, Nassau.

Glimmerschiefer

besteht vorzüglich aus Quarz und Glimmer. Gefüge schiefrig. Farbe röthlichgrau, zuweilen grünlich. Vorkommen: Fichtelgebirge, sächsisches Erzgebirge, Salzburg, Tyrol.

Porphyrschiefer.

Hauptmasse Klingstein. Die Gemengtheile desselben sind: basaltische Hornblende, Feldspath, zuweilen auch Quarz und Magnetkies. Gefüge schiefrig. Farbe grünlichgelb, grauschwarz. Vorkommen: Mittelgebirge Böhmens, Oberungarn, Schweden.

Chloritschiefer

ist Chlorit von schiefrigem Gefüge. Farbe dunkelgrün, auch schwarz. Vorkommen: In den nördlichen Karpathen, Böhmen 2c.

Hornblendeschiefer.

Hauptmasse krystallinische Hornblende. Farbe rabenschwarz, auch dunkelgrün. Gefüge faserig und strahlig. Vorkommen: Schweiz, Tyrol, Schweden.

Wetzschiefer

ist eine Art Thonschiefer mit beträchtlichem Kieselerde- und Kalkerdegehalt. Farbe grünlichgrau, zuweilen bläulich. Vorkommen: Sachsen-Meiningen, Freiberg.

Grauwackeschiefer

besteht meist aus erhärtetem Thone. Farbe dunkelgrau oder roth. Wird in Platten gebrochen und eignet sich mehr zu Bodenbelegen als zu Dachbedeckungen.

§. 10.

Steine, welche zum Kalkbrennen verwendet werden können.

Außer den schon früher angegebenen Kalksteinen als: körniger Kalk, Uebergangskalk, Alpenkalk, Jurakalk, Muschelkalk, Grobkalk, sind noch folgende zum Kalkbrennen geeignet:

Kalktuff, Kalksinter,

ist eine zusammengesinterte Masse von kohlensaurem Kalk und Thon. Gefüge röhrenförmig. Farbe röthlich, gelbbraun, grau. Die festeren Kalktuffe werden auch als Bausteine verwendet.

Kalksteinmergel

ist kohlensaurer Kalk mit Thon oder auch mit Kieselerde oder mit beiden Erden zugleich, in verschiedenen Mengverhältnissen.

Kreide

ist kohlensaurer Kalk mit etwas Talk, Thon und Eisenoxyd. Bruch erdig. Farbe weiß, gelblich. Schichtung selten regelmäßig. Man findet häufig Versteinerungen von Seethieren in Kreide, die in eine kieselartige Masse übergegangen sind, zuweilen auch Schwefelkies und Feuerstein in kugelförmigen Massen. In manchen Gegenden wird die festere Kreide als Baustein verwendet. Vorkommen: Insel Rügen, Jütland, England, vorzüglich in York, Wiltshire und Sussex. In Wiltshire erreicht die Kreide eine Höhe von 270 Metres.

Rogenstein oder Oolith

besteht aus sehr feinen abgesonderten Körnern, welche Aehnlichkeit mit dem Rogen der Fische haben. Die Körner sind gewöhnlich durch ein kalkartiges Cement zu einer Steinmasse verbunden. Farbe gelblichgrau. Schichtung deutlich. Nur der in Platten sich brechende Rogenstein wird auch als Baustein verwendet. Vorkommen: Thüringen, Baden, Kanton Basel, Harz rc.

Dolomit

ist kalkhaltiger kohlensaurer Kalk. Gefüge körnig, oft mehr oder weniger krystallinisch. Farbe gelblichbraun, gelblichgrau, röthlich. In dem Gestein befinden sich öfters Höhlungen, die mit Bitterspath erfüllt sind; auch ist manchmal Schwefelkies eingesprengt. Die Schichtung des ältern Dolomits ist mitunter fast senkrecht; dem jüngern fehlt sie ganz. Da die Felsart leicht verwittert, so hat sie keinen Werth als Baustein, um so mehr aber ist sie zum Brennen geeignet, da sie häufig einen guten hydraulischen Kalk liefert. Vorkommen: Bamberg, Hanau, Tyrol, in der Grafschaft Derby in England.

Kalksteinschiefer

ist eine Abänderung des gemeinen schiefrigen Flötzkalksteines. Gefüge feinkörnig; Härte gering. Farbe grau, grünlich oder gelblich, auch weiß. Vorkommen selten.

Der lithographische oder Steindruck-Kalkstein ist eine Art Kalksteinschiefer. Seine Farbe ist gelblich, auch rauchgrau. Er enthält oft Versteinerungen und bricht abgetheilt in Schichten und Platten. Vorkommen nicht sehr häufig.

§. 11.

Steine, welche zum Gypsbrennen tauglich sind.

Gemeiner Gyps.

Hauptmasse dichter Gyps, von meist feinem in's Schuppige und Blättrige übergehenden Korne und schneeweißer Farbe. Bruch feinsplittrig. Die Schichtung fehlt entweder ganz oder ist nur unvollkommen. Vorkommen häufig: Bayern, Thüringen, Tyrol, Harz u. a. O.

Alabaster

hat ein sehr feines Korn und ist zuweilen durchsichtig. Farbe weiß, auch gelb gestreift. Härte geringer wie die des Marmors. Die gröbern Arten Alabaster

werden als Mauersteine, die feinern zu Bildhauerarbeiten verwendet. Vorkommen: Harz, Lüneburgischen, Tyrol 2c.

Blättriger Gyps

oder spatiger Gyps ist von blättrigem Gefüge. Farbe weiß, zuweilen auch braun, spiegelglänzend. Vorkommen: Harz, Thüringischen, Salzburgischen, Oesterreich, Ungarn.

Anhydrit

ist ein weißgrau und blau gefärbter wasserfreier Gyps, nimmt eine schöne Politur an und wird zu architektonischen Verzierungen verwendet.

Gypserde

besteht aus staubartigen Theilen von Gyps. Vorkommen: Thüringen und bei Basel.

§. 12.

Steine, welche zum Aussetzen der Schmelzöfen und andern Feuerungs-Anlagen vorzüglich taugen.

Serpentin.

Die dichte Masse des Gesteins ist ein höchst feinkörniges und deshalb scheinbar gleichartiges Gemenge von Schillerstein und Feldstein. Bruch splittrig. Farbe grün in's Braune, Graue, Schwärzliche. Schichtung fehlt ganz oder ist sehr undeutlich. Vorkommen: Fichtelgebirge, Schlesien, Tyrol, Schweden, England und Schottland.

Seifen- oder Speckstein

kommt meist in kleinern Massen oder Nestern vor. Farbe weiß, gelblichgrau, auch grünlichgrau; zuweilen ist er gefleckt oder geadert. Er fühlt sich seifenartig an und läßt sich mit dem Messer schneiden. Vorkommen: Sachsen, Cornwallis, Piemont, China.

Topfstein

wird ebenfalls in Nestern angetroffen. Farbe grau, gelblich, zuweilen auch spargelgrün; fühlt sich fettig an und hat ein feinschuppiges Gefüge. Vorkommen: Graubünden, Schweden und Grönland.

Gestellstein

ist nichts anderes als Glimmerschiefer, der ausgezeichnet quarzreich ist.

Endlich gehören hierher noch: der Wetzschiefer und der Thonsandstein.

§. 13.

Steine, welche als Mühlsteine verwendet werden.

Hierher gehören:

der löcherige Quarz,
" verschlackte Basalt,
" Kieselsandstein,
" Granit,
" Hornsteinfels,
" Mandelstein, und
" schwarze Marmor.

§. 14.

Andere Steinarten, welche an einigen Orten zum Bauen verwendet werden, sind:

der Feuerstein,
„ Bimsstein, und
verschiedene Laven.

§. 15.

Prüfung der Bausteine in Beziehung auf ihre Brauchbarkeit zum Mauerwerke.

In dem Vorangehenden wurden die beim Bauen in Anwendung kommenden Steine kennen gelernt und es wurde zugleich gezeigt, welche Art der Anwendung diese Gesteine nach ihren Eigenschaften beim Bauen finden.

Da es von Wichtigkeit ist, zur Ausführung der verschiedenen Bauwerke des Ingenieurs nur vollkommen gute Steine zu verwenden, so ist es auch vor Allem nöthig, die zu Gebot stehenden Steine auf diejenigen Eigenschaften zu prüfen, welche eine lange Dauer der ersteren bedingen.

Die Untersuchung solcher Gebäude, welche mit Steinen aus einem seit langer Zeit betriebenen Bruche aufgeführt sind, zeigt am deutlichsten ihre Eigenschaften; ist man jedoch genöthigt, einen neuen Bruch zu eröffnen, so muß man vor der Verwendung Probestücke daraus nehmen und diese den Wirkungen der Luft, des Wassers, des Gefrierens und selbst des Feuers aussetzen.

Steine, welche ein feines Korn, eine gleichförmige Farbe und ein großes spezifisches Gewicht haben, sind in der Regel auch sehr fest und eignen sich gut zum Bauen.

Diejenigen Steinarten dagegen, welche eine ungleiche Farbe, ein geflecktes, gestreiftes oder geadertes Ansehen und vorzüglich wenn sie zugleich ein zu grobkörniges Gefüge haben, sind weniger dauerhaft und müssen als untauglich zum Bauen verworfen werden.

Alle Steinarten, welche Adern oder eingesprengte Nester von Eisenoxyd oder Manganoxyd enthalten, sind an den Stellen, wo sich diese fremdartigen Körper befinden, der Verwitterung unterworfen.

Einige Kalksteinarten vom feinsten Korne, vorzüglich wenn sie thon- und kalkerdehaltig sind, haben oft feinzertheilten Feldspath in Nestern eingesprengt, dieser ist unter solchen Umständen vorzüglich geeignet, durch seine Verwitterung die härtesten Quader und Werkstücke zu zerstören.

Alle Quadersteinarten, welche ein blättriges Gefüge haben, vorzüglich wenn der Durchgang der Blätter braun, roth oder schwarz gefärbt ist, sind geneigt, an feuchten Orten sich aufzublättern.

Sollten es die Umstände unmöglich machen, dergleichen Steinarten beim Baue gänzlich zu vermeiden, so vermaure man sie wenigstens an solchen Orten, wo sie der Einwirkung der Feuchtigkeit und der Berührung der Luft nicht ausgesetzt sind. Durch diese Bedingungen wird ihre Brauchbarkeit merklich erhöht.

Einige der festesten Steingattungen, vorzüglich Granit, Syenit, Porphyr und Brekzien, enthalten in ihren Massen Ritzen und Steinablösungen, die durch das

äußere Ansehen nicht leicht entdeckt werden können; wenn nun, durch diese, Feuchtigkeit in das Innere des Steins eindringt und gefriert, so kann es leicht geschehen, daß vermöge der ausdehnenden Kraft des gefrierenden Wassers Stücke von Steinen losgesprengt werden. Die Blöcke dieser Steinarten sollten immer ein Jahr lang der Witterung ausgesetzt werden, ehe man sie zum Baue verwendet. Steine, welche zu Bauwerken über der Erde verwendet werden, dürfen nicht Wasser aus der feuchten Luft anziehen und hartnäckig zurückhalten, sie begünstigen das Entstehen und Gedeihen der Moose und Flechten, die dergleichen Steine öfter mit einer grün gefärbten Decke überziehen. Zum Grundbau sind sie indeß anwendbar.

Auch darf der Stein nicht viel Nässe einsaugen, weil er sonst leicht durch den Frost leidet. Diese Eigenschaft kann man leicht erfahren, wenn man den Stein nur einige Zeit in Wasser legt und erforscht, wenn er wieder aus demselben kommt, ob er beträchtlich an Gewicht zugenommen habe oder nicht.

Steine, die sehr feucht aus dem Bruche kommen, müssen in jedem Falle vor der Vermauerung an der Luft austrocknen, denn sonst haftet der Mörtel nicht darauf, und in Gemäuer eingeschlossen und auswendig mit Mörtel überzogen, trocknen sie nicht mehr aus.

Man thut überhaupt wohl, wenn man die zu bearbeitenden Bausteine ein Jahr lang der freien Luft und Nässe aussetzt, ehe man sie verwendet, indem man erfährt, welche Veränderungen sie in der Witterung erleiden.

Ob ein Stein dem Gefrieren widersteht, kann man bis zu einem gewissen Grade prüfen, wenn man ihn einen Winter über im Freien liegen läßt, oder auf kürzerem Wege, wenn man nach der Methode von Brad*) verfährt, welche darin besteht, daß man den Stein nach Vicat's Angabe 30 Minuten lang in einer Glaubersalzlösung kocht und sodann zum Abtrocknen der Luft aussetzt.

Bei nicht zu feuchter oder kalter Witterung wird man schon in 24 Stunden die Oberfläche des Steins mit kleinen weißen Salzkrystallen beschlagen finden, und die Krystallisation des Salzes bringt eine Wirkung hervor, die der des Gefrierens ähnlich ist.

Hat man nun unter den zu untersuchenden Steinwürfel ein Gefäß mit der Salzlösung gebracht, in der er gekocht wurde, die man aber vorher sich setzen ließ, indem sich immer einige Steintheilchen von dem Stein durch's Kochen losreißen, so darf man nur, um den Salzbeschlag wegzubringen, den Stein in das Gefäß eintauchen und dieß so oft wiederholen, als sich ein neuer Salzbeschlag zeigt. Wenn der Probestein nicht durch den Frost leidet, so findet man auf dem Boden des Gefäßes weder Sand noch blättrige Absonderungen, noch andere Bruchstücke desselben. Wenn der Stein aber durch den Frost leidet, so wird man von Anfang an, wo sich derselbe mit dem Salzbeschlage bekleidete, kleine Bruchstücke davon finden. Der Steinwürfel wird seine scharfen Kanten verlieren, und man wird am Ende der Prüfung, welche 5 Tage lang fortgesetzt wird, alles,

*) Rapport fait à la Société d'Encouragement pour l'industrie nationale. Par H. de Thuery. Paris 1824.

was von dem ersten Salzbeschlag an sich abgelöst hat, am Boden des darunter gesetzten Gefäßes finden.

Um zwei Steinarten, welche durch den Frost leiden, in Hinsicht ihrer Untauglichkeit zu vergleichen, darf man nur alle Theile, welche sich von den sechs Seiten des Würfels ablösen, sammeln, wiegen und die Gewichte vergleichen.

Vicat fand, daß man schon zu brauchbaren Resultaten gelangt, wenn man 1 Theil Kochsalz in zwei Theilen Wasser auflöst, und die Würfel, ohne sie zu kochen, hierin nur kalt eintaucht.

Ein Stein ist feuerfest, wenn er einer längern Gluthhitze ausgesetzt nicht nur nicht schmilzt, sondern auch nicht reißt und sich nicht aufblättert.

Steine, welche Kalk und Bittererde enthalten, taugen nicht zu Feuerungs-Anlagen.

Alle Bausteine, welche in der Art verwendet werden, daß sie einen Verticaldruck auszuhalten haben, sind noch insbesondere auf ihre rückwirkende Festigkeit zu prüfen. Am einfachsten geschieht dieß dadurch, daß man einen Würfel des zu prüfenden Steines von etwa 3 Centim. Seitenlänge anfertigen läßt und denselben durch Gewichte so lange beschwert oder mittelst einer mechanischen Vorrichtung so stark drückt, bis er berstet. Man sehe die rückwirkenden Festigkeiten der Bausteine in §. 63.

b) Von den künstlichen Steinen.

§. 16.

Ungebrannte Lehmsteine oder Luftziegel.

Die ersten von den Alten gefertigten Steine dieser Art waren großgeformte, an der Luft getrocknete und an der Sonne gehärtete Massen von Thon. Einen Beweis, daß diese rohen Lehmsteine in heißen und trockenen Ländern ebenso dauerhaft sind, wie gebrannte Ziegel, liefern die Ruinen des alten Babylon, sowie einige egyptische Monumente.

Heutzutage bedient man sich der ungebrannten Steine nur selten. In einigen Gegenden Frankreichs, wo Mangel an Brennmaterial ist, verwendet man sie zur Aufführung ländlicher Gebäude; man nimmt gewöhnlich den Koth, der sich auf den Straßen bildet und aus kalkhaltigem Thone und fein zertheilter Kieselerde besteht, streicht ihn in Ziegelformen und läßt die geformten Stücke an der Luft trocknen. Gut ist es, die Lehmsteine entweder im Frühjahr oder Herbst anzufertigen, weil sie alsdann gleichmäßiger trocknen, wie im heißen Sommer, ferner sie ein oder zwei Jahre im Trockenen liegen zu lassen. Als Bindemittel wendet man beim Lehmsteingemäuer am besten denselben Lehm an, aus welchem die Steine geformt sind.

§. 17.

Mauerwerk aus gestampfter Erde oder Pisé.

Die Bauart besteht darin, daß gewöhnliche Garten-, Acker- oder Felderde, welche frei von Wurzelwerk und Steinen ist, vermittelst Stößer fest zusammenge-

stampft wird. Am besten eignet sich zur Pisé-Arbeit ein mit Kies oder grobem Sande vermischter Lehm, der zum Ziegelbrennen tauglich ist. Das Zusammenstampfen der Erde geschieht entweder zwischen Bretter-Formen oder Rahmen, welche eine Art Form bilden, deren Bretter nachher abgenommen werden, so daß das Mauerwerk in größeren Abtheilungen gestampft wird; oder man stampft zuvor einzelne Pisé-Steine und mauert diese mit Lehm. Die verfertigten Steine werden an einem der Zugluft ausgesetzten, oben bedeckten Orte zur völligen Austrocknung mit einigen Zwischenräumen auf- und gegeneinander gestellt.

Sowie bei allen Lehm- oder Luftstein-Mauern, so ist auch bei den Mauern von gestampfter Erde ein Fundament aus Bruch- oder Backstein-Mauerwerk erforderlich, damit sie gehörig trocken bleiben. Auch die Ausführung der Thür- und Fensteröffnungen erfordert unbedingt eine Ausfütterung von Hau- oder Mauersteinen. Die größte Schwierigkeit bei allen Pisé-, Lehm- oder Luftstein-Bauarten besteht darin, der äußern Seite des Gebäudes einige Dauer gegen die Witterung zu verschaffen; man sucht daher die Mauern, wenn sie ausgetrocknet sind, gewöhnlich durch einen Kalk- oder Mörtelanwurf zu schützen, und damit dieser besser hafte, läßt man die Oberfläche des Pisé mit scharfem grobkörnigem Sande bestreuen und diesen gut eindrücken; auch weit hervorragende Dächer sind bei derartigen Gebäuden sehr zu empfehlen.

So vortrefflich der Pisé-Bau in Rücksicht der Feuersicherheit ist, so wird er doch im Allgemeinen nur selten, und in südlichen Gegenden immer nur für landwirthschaftliche Gebäude angewendet*).

§. 18.

Ziegel oder Backsteine.

Die Wahrnehmung, daß gemeiner Thon die Eigenschaft besitzt, im Feuer steinhart zu werden und sich im Wasser alsdann nicht wieder zu erweichen, gab Veranlassung zur Verfertigung der Backsteine. Gut gebrannte Backsteine sind ein vortreffliches Baumaterial; in manchen Gegenden, wo die natürlichen Bausteine sehr theuer sind, dienen sie zur Ausführung aller Arten von Bauwerken über und unter Wasser; insbesondere für den Gewölbebau bieten sie mancherlei Vortheile dar, nicht allein kleinere Gewölbe in den verschiedenartigsten Formen, sondern auch senkrechte und schiefe Brückengewölbe von großen Spannweiten lassen sich leicht aus Backsteinen construiren. Die Ausmauerungen der Tunnels werden gewöhnlich aus Backsteinen ausgeführt. Der Thon zur Verfertigung der Mauerziegel wird fast allerwärts angetroffen.

Man wählt am besten einen solchen Thon, welcher wenigstens 1 bis 1·5 Metres tief unter der Oberfläche der Erde ausgegraben wird; der, welcher unter der Dammerde liegt, ist in der Regel mit Wurzelwerk und andern organischen Stoffen vermengt.

---

*) Mehreres hierüber sehe man in:
Breymann, Constructions-Lehre 1. Thl. S. 26—28.

Zu fetter plastischer Thon ist nicht gut geeignet, indem die daraus geformten Ziegel bei dem Brennen reißen und bersten, sich verziehen und stark schwinden. Das Schwinden des fetten Thons macht den dritten Theil und das Schwinden des magern den vierten Theil vom Inhalte des gebrannten Steins aus, mithin wird bei gleichem Verhältnisse im ersten Falle $1/3$, im zweiten $1/4$ mehr Erde zu den Ziegeln erfordert, als sie nach dem Brennen an Rauminhalt enthalten. Die beste Backsteinerde ist reiner Thon mit Sand vermengt. Man kann annehmen, daß das Verhältniß des Sandes im Thone größer sein müsse, als die Veränderung des Volumens, welche durch das Schwinden des Thones bei dem Brennen hervorgebracht wird. Ein Probebrennen ist demnach durchaus nöthig.

Ist der Thon sehr plastisch, zeigt er mit dem Spaten gestochen eine glatte Fläche, so kann man zum Wenigsten 20—25 Procent Sand hinzu setzen, oder man kann ihn mit einem sehr magern Thon vermengen.

Gut ist es, wenn der Thon etwas Eisenoxyd enthält, mithin im Feuer sich roth brennt, indem dasselbe die innige Verbindung der Kiesel- und Thonerde befördert und einen hohen Grad der Erhärtung der Masse im Feuer bewirkt.

Auch die Beschaffenheit des zum Ziegelthone hinzugesetzten Sandes hat einen Einfluß auf die Güte der Mauer-Ziegel.

Ein sehr grobkörniger Sand ist nicht gut, denn er macht die Steine schwer, mürbe und zerbrechlich.

Der Thon muß ferner in einer starken Hitze unschmelzbar sein, indem die Mauerziegel stark gebrannt werden müssen, und ihre Festigkeit und Dauer zum Theil vom Brennen abhängt. Er soll also keine beträchtliche Menge kohlensaure Kalkerde oder Kalkmergel enthalten, weil dadurch die Schmelzbarkeit des Thones befördert wird. Die Gegenwart der kohlensauren Kalkerde erkennt man an dem Aufbrausen des Thones bei dem Uebergießen mit Säure.

Der Ziegelthon muß frei sein von Kalknieren oder Kalksteintrümmern und von allen Schwefelmetallen, denn diese veranlassen das Abblättern des Backsteins. Wird der Ziegelthon im Herbste ausgegraben, so daß er im Winter in dünnen Lagen der Einwirkung des Frostes ausgesetzt ist, so wird dadurch seine Fähigkeit, gute Backsteine zu liefern, verbessert.

Die sogenannten Klinker, welche man in Holland viel anwendet, werden am besten aus einem kalkerdehaltigen Tone verfertigt, und erfordern eine stärkere Hitze, als die gemeinen Mauerziegel, um vollkommen gahr gebrannt zu werden.

Ist der Thon zur Fertigung der Backsteine gehörig zubereitet, so wird er in hölzerne oder eiserne Formen gestrichen, was entweder von Hand aus auf dem Streichtische geschieht, oder auch in neuester Zeit öfters durch Maschinen bewerkstelligt wird.

§. 19.

Brennen der Backsteine.

Vor dem Brennen müssen die Steine sorgfältig getrocknet werden, was am besten in eigens dazu gebauten Trockenhäusern geschieht, welche so gelegen sind, daß die Steine weder von der Sonne noch von dem Winde getroffen werden.

Bei dem Trocknen schwindet der Backstein mehr oder weniger, je nach der Zusammensetzung des Thonbodens; im Mittel beträgt das Schwinden auf einen Centimeter einen Millimeter.

Das Brennen der Backsteine geschieht theils auf dem freien Felde in sog. Meilern, theils in Oefen.

Bei der Feldbrennerei werden die zu brennenden Steine auf einen ebenen Platz in der Weise aufgesetzt und geschichtet, daß sie selbst alle nöthigen Feuergassen, Zugräume und Zwischenräume enthalten, welche nöthig sind, um den Brennstoff zu bergen und daraus die nöthige Flamme zu entwickeln. Um die so gebildeten Meiler gegen den offenen Zutritt der Luft zu schützen, bedeckt man sie mit einer Schicht Lehm und noch außerdem von der Windseite mit beweglichen Horden von Stroh und dergleichen.

Wenn man mit Torf, Braunkohle oder Holz feuert, so ist der Gang des Brandes wie in einem Ofen, d. h. der Brennstoff liegt in den Feuergassen der untersten Region, während die Flamme nach oben dringt und durch die Circulation und die Decke ihren Ausweg findet. Brennt man dagegen Steinkohle, so hat man zwar auch die Feuerherde im Fuße des Meilers, streut aber auch Kohlengries zwischen die Steinschichten lagenweise ein, so daß sich nicht nur die Hitze, sondern auch die Verbrennung durch die Meiler hindurch fortpflanzt.

Ein belgischer Feldziegelofen ist auf der Tafel I. Fig. 1 dargestellt; Fig. 3 ist die obere Ansicht einer einfachen Schicht.

In Fig. 1 sind E E F F G G Ziegelreihen zur Verzahnung. Fig. 2 ist die obere Ansicht der ersten, zweiten und dritten Schicht vom Boden an; J ist der Raum für die Feuerung, deren Breite gleich ist zweien hochgestellten Ziegeln. Fig. 4 ist die obere Ansicht einer Ecke der neunten Schicht. P P ist eine Bindeeinfassung, S sind zwei flach übereinander liegende Ziegel an jeder Ecke, E F G ist die innere Gränze der Umfassungsmauer, T sind Ziegel von dem Innern des Ofens. Fig. 5 ist die obere Ansicht einer Ecke der sechsten Schicht; G H M N bedeckte Feuerung, über welcher man die Oeffnung einer Esse a b c d sieht; J sind Bodenziegel, R ist die Projektion einer der beiden flach aufeinander gelegten Ziegel zur Bildung des Decksteines über der Feuerung, O O sind Verzahnungsziegel, die zwischen jeder Feuerung die erste Reihe zwischen den doppelt übereinander gelegten Ziegeln Q und R bilden; S S sind ebenfalls doppelt übereinander gelegte Ziegel zur größern Befestigung jeder Ecke.

Bei 28 Schichten mit 200,000 Ziegeln dauert der Bau des Ofens 8—10 Tage. Der Brand dauert 12—15 Tage. 1000 Ziegel erfordern 250 Kil. Steinkohlen ($1/3$ große und $2/3$ Kohlengries). In mittelmäßig ausgebrannten Meilern erhält man nur $2/3$ hart gebrannte Backsteine; die Steine an den Wänden sind nicht tauglich. Wenn die Steinkohlen billig sind, kostet das Brennen von 1000 Steinen 12 Frks. In holzreichen Gegenden werden die Backsteine in der Regel in besonders eingerichteten Oefen gebrannt. Dieselben haben meist die Form eines viereckigen Thurmes, dessen senkrechte Wände mit feuerfesten Steinen ausgeführt sind; die Oefen sind entweder oben offen oder zugewölbt, wobei aber das Gewölbe mit Zuglöchern versehen sein muß; sie erhalten entweder einen

größern oder mehrere kleinere Herde, die einzeln mit feuerfesten Backsteinen so überwölbt sind, daß das Feuer gehörig durchschlagen kann.

Der Ziegelofen Fig. 6 und 7 ist für Holzfeuerung eingerichtet. Die Feuergrube ist ohne Rost und oben mit einer Reihe Gurtbögen a a überwölbt, die folglich eine durchbrochene Decke bilden, die Vertheilung der Flamme bewirken und dieselbe in den Brennraum einlassen.

Dieser ist ein längliches Viereck M N, oben offen und ohne Dach. Die Steine werden so auf die Bögen auf die hohe Kante gestellt, daß sie sich kreuzen und hinreichend Raum zum Durchgang der Flamme lassen. Der Ofen auf der Eisenhütte zu Schussenried in Württemberg hat einen Brennraum von 8·4 Metres Länge, 5·4 Metres Breite und 4·35 Metres Höhe. Die Leistung ist folgende: während des 3—4tägigen Brandes wird ein Einsatz von 45—46,000 Backsteinen gahrgebrannt und zwar mit 60,000 Stück Torf, welche 24—30 Klaftern Tannenholz entsprechen.

Die Fig. 8 und 9 zeigen einen holländischen Ziegelofen mit Torffeuerung. Fig. 8 ist der Durchschnitt vom Innern nach der Linie z y in Fig. 9, dem Grundrisse des vierten Theils; M sind die Umfangsmauern mit den Einsatzthüren E; b b b b Mündungen der Feuerungen f f f f, welche beim Laden des Ofens mit den spitzbogenförmig gestellten Ziegeln aufgeführt werden. Auf dem Herde des Ofens werden zwei Schichten gebrannter Ziegel hochkantig und darüber die zu brennenden Ziegel aufgestellt, zwischen denen man den Oeffnungen b b b b gegenüber Kanäle ausspart. Bei der zehnten Schicht werden diese Kanäle durch Ziegel geschlossen, welche man nun ohne Zwischenräume aufeinander setzt. Die Kanäle werden mit Torf ausgefüllt. Das Einsetzen in einen Ofen, der 11—1200000 Ziegel enthält, dauert 3 Wochen. Das Feuer dauert je nach der Witterung 15 bis 18 Tage, man verbraucht 3 bis 4000 Tonnen Torf, deren jede 80 bis 90 Stück enthält. Nach beendigtem Feuer werden alle Oeffnungen zugemauert und es erfolgt alsdann die vollständige Abkühlung nach etwa 5—6 Wochen.

Was die Feuerung im Allgemeinen betrifft, so wird bei einem mittelgroßen Ofen in den ersten 24 Stunden nur mit gelindem Feuer — Schmauchfeuer — geschürt, bis aller dicke Rauch und Wasserdampf sich verliert, worauf man etwa 36 Stunden lang zu Mittel- oder Streckfeuer übergeht, endlich nach 60 Stunden bis zum Gluth- oder Großfeuer so lange steigert, daß nur die Waare nicht in Schmelzung übergeht. Ist die Gahre eingetreten, so werden alle Oeffnungen geschlossen, so daß während der Abkühlung durchaus kein Luftzug durch den Ofen gehen kann, damit nicht die Steine durch zu schnelle Abkühlung zerspringen. Erst nach der Abkühlung wird der Ofen wieder sorgfältig geöffnet. Bei einem Einsatze von 30,000 Steinen erfordert das Einkarren oder Einsetzen 3 Tage, das Brennen 9 Tage, das Abkühlen 5 Tage, das Austragen 2 Tage; dabei kommt aber viel auf Wind, Wetter und Heizstoff an.

Von welcher Art die Oefen und das Brennmaterial sein mögen, niemals erhält die ganze Masse eines Brandes den vollständig gleichen Hitzgrad, und es werden demnach Steine von verschiedener Qualität gewonnen. Je härter die Steine gebrannt sind, um so klingender und heller ist der Ton beim An-

schlagen. Hartgebrannte Ziegel dauern länger im Wetter und Froste, als weichgebrannte.

Die Güte eines Backsteins erkennt man daran, daß er angeschlagen einen hellen Klang gibt, daß das Korn fein, gleichförmig und im Bruche dicht ist, endlich daß er möglichst wenig Wasser einsaugt und sich nach anhaltendem Froste nicht abblättert.

Gute Backsteine unter Wasser gebracht, saugen etwa $1/_{15}$ ihres Gewichts Wasser ein, und dürfen sich nach 24 Stunden nicht abbröckeln.

In Holland bereitet man eine Art Backsteine, die sehr stark gebrannt und darum sehr hart sind, man nennt sie Klinker. Diese Steine werden nicht allein zum Hoch- und Wasserbau, sondern auch als Straßenbaumaterial verwendet.

Die Backsteine haben meist dieselbe Größe und Form; sie sind rechtwinkliche Parallelepipede von 0·22—0·23 Metres Länge, 0·105—0·20 Metres Breite und 0·05—0·06 Metres Höhe.

Doch hat man zu besondern Zwecken auch andere Größen und Formen. Im Hochbau werden Verzierungen aller Art von Backsteinen ausgeführt, besonders sind es die Gesimse der Häuser, zu welchen besondere Gesimsziegel geformt und gebrannt werden.

§. 20.

Mörtel, oder Bétonsteine.

Dieß sind parallelepipedische Massen von Grundmörtel oder Béton. Die Bestandtheile des Béton sind: Hydraulischer Kalk, Cement, Sand und Steinstücke. Vermöge dieser Zusammensetzung hat die Masse die Eigenschaft, in feuchtem Boden oder unter Wasser steinhart zu werden und eignet sich daher, vorzüglich in Gegenden, wo die natürlichen Steine sehr selten sind, zum Wasserbau.

Die Bétonmasse, welche im Großen mit Hülfe von Mörtelmaschinen bereitet wird, kommt in hölzerne Kasten von parallelepipedischer Form; sobald sie so viel Festigkeit erlangt hat, daß die Form abgenommen werden kann, wird der von ihr entkleidete Block noch einige Zeit, etwa 4 Wochen lang, der Luft ausgesetzt oder auch unter Wasser gebracht, um vollkommen zu erhärten und sodann als Werkstück dienen zu können.

Bei dem Hafenbau in Algier wurden große Massen solcher Mörtelsteine in das Meer versenkt. Die einzelnen Steine hatten 3·4 Metres Länge, 2 Metres Breite und 1·5 Metres Höhe. Zu dem Mörtel nahm man 1 Theil lebendigen Kalk, 1 Theil quarzigen Meersand und 1 Theil Puzzolanerde. Zur Bereitung des Béton wurden zu 1 Theil Mörtel 2 Theile zerschlagene Steine gemengt *). Das spezifische Gewicht der Bétonsteine ist 1·65—1·94.

---

*) Förster's Allgemeine Bauzeitung, Jahrgang 1840.

2. Bindestoffe.

§. 21.

Kalk.

Brennen des Kalksteines.

Alle Verbindungen der kohlensauren Kalkerde, vom gewöhnlichsten Kalkstein an bis zum reinsten carrarischen Marmor, können in Aetzkalk verwandelt werden, wenn man sie einige Zeit einer starken Glühhitze aussetzt oder brennt.

Bei dem Brennen gibt der Kalkstein seine Feuchtigkeit und Kohlensäure ab.

Einige Kalksteinarten sind so sehr mit fremdartigen Erden vermengt, daß während des Brennens eine Zusammensinterung des Gemenges erfolgt. Dieses nennt man das Todtbrennen des Kalkes, wodurch der Kalk die Eigenschaft erhält, im Wasser sich nicht zu löschen.

Das Brennen des Kalkes geschieht theils in Meilern, theils in Oefen von verschiedenen Formen. Das Brennen in Meilern wird nur in steinkohlenreichen Ländern ausgeführt.

Die Kalksteine werden mit Steinkohlen in kegelförmige Haufen gesetzt, die an der Basis 5 Metres, an der Spitze 3 Metres Durchmesser haben. Das Gahrbrennen erfordert 6 — 8 Tage. Der Meiler wird gedeckt, der Luftzug geregelt und vorsichtig geleitet, wobei man die Einwirkung des Windes auf bekannte Weise abhält.

Das Brennen in Oefen ist das Allgemeinere.

Man unterscheidet hauptsächlich zweierlei Kalköfen, solche mit ununterbrochener Feuerung, bei welcher der gebrannte Kalk unten ausgezogen und sogleich roher Kalkstein oben aufgegeben wird, und solche mit unterbrochener Feuerung, bei welcher die ganze Ladung auf einmal ausgezogen wird.

Die ersteren haben die umgekehrt konische Form, Taf. I. Fig. 10 und 11, die letztern sind an einigen Orten würfelförmig, an andern haben sie die Form eines Parallelepipedes oder eines Cylinders, häufig auch eines Ellipsoids. Fig. 12.

Holz, Holzkohlen, Torf, Braunkohlen, Steinkohlen und Anthracit werden zum Kalkbrennen verwendet. Steinkohlen haben bei den Oefen mit ununterbrochener Feuerung den Vorzug.

Holz dagegen ist in der Regel das Brennmaterial für die Oefen mit unterbrochener Feuerung.

Bei einem Kalkofen, wie er in Fig. 10 durch Längenschnitt und Grundriß dargestellt ist, und den man auch Stichofen nennt, werden Kalksteine und Kohlen in geeigneten Stücken und in Verhältnissen, wie sie die Erfahrung gelehrt hat, in abwechselnden Schichten eingebracht. Soll der Ofen in Betrieb gesetzt werden, so setzt man auf den Boden Holz auf und darüber eine Lage Steinkohlen, die zusammen die Hälfte des Ofens ausfüllen. Darüber setzt man nun eine Lage Kalkstein, dann wieder eine Lage Steinkohlengries und so abwechselnd Kohle und

Kalkstein, bis der Ofen gefüllt ist. Das Anzünden des Ofens geschieht hierauf vermittelst des von unten in Brand gesetzten Holzes, und es wird so lange durch die Stiche oder Auszugsöffnungen Holz nachgetragen, bis die oberste Kalklage tiefer gesunken ist. Der leere Raum wird sodann wieder mit einer Lage Steinkohlen und Kalksteinen ausgefüllt. Mit 50 Kilogr. Steinkohlengries werden im Durchschnitt 300 Kilogr. Kalksteine gahrgebrannt und dabei $^{11}/_{12}$ Stücke und $^{1}/_{12}$ Kalkmehl erhalten.

Die Fig. 11 zeigt einen andern Ofen mit ununterbrochener Feuerung.

Der kleine Durchmesser wechselt zwischen 1 und 3 Metres, der große zwischen 2 und 6 Metres. Die Höhe zwischen 3 und 10·8 Metres. Um diesen Ofen zu füllen, bildet man an der Grundfläche des abgestumpften Kegels ein Kalksteingewölbe, welches sich auf zwei eiserne Stangen stützt; in dem Raume unter dem Gewölbe wird nun ein Holzfeuer angezündet, während man auf dasselbe eine Schicht Steinkohlen bringt, die mit einer Schicht Kalksteine bedeckt wird; hat sich die Flamme über diese erste Kalksteinschicht erhoben, so wird eine zweite Schicht Steinkohlen und hierauf wieder eine Schicht Kalksteine gebracht und in dem Maße so fortgefahren, wie sich die Flamme erhebt.

Sobald die unteren Steine gahrgebrannt sind, was man schon an der durch die Gicht schlagenden Flamme erkennt, läßt man sie durch Ausziehen einer Stange durchfallen und sofort aus dem Ofen herausnehmen. In dem Maße, wie die gahrgebrannten Steine ausgezogen werden, füllt man oben wieder mit rohen Kalksteinen nach.

Die Quantität der verbrannten Steinkohle wechselt zwischen 1·5 bis 2·25 Hektoliter auf 1 Kubikmeter Kalksteine.

Die Construction eines Kalkofens für Holzfeuerung ist in Fig. 13 angegeben. Der Querschnitt des Ofens ist kreisförmig. Ueber dem Herde befindet sich ein eiserner Rost, auf welchen die Kalksteine gelegt werden; die größten Steine kommen mehr unten und in die Mitte des Ofens, die kleinern an die Seitenwände desselben.

Manche Oefen haben nur einen Rost über dem Aschenraume; hier wird vor dem Einsetzen der Steine ein kleines Kalksteingewölbe aufgesetzt, unter welches das Brennmaterial zu liegen kommt. Fig. 12.

Bei dem einfachsten Kalkofen fehlt auch der Aschenkasten und das Kalksteingewölbe steht auf dem Boden des Ofens; diese Einrichtung ist indeß weniger gut, als die mit Rost und Aschenfall.

Die Form eines Kalkofens mag sein, welche es wolle, so muß immer zwischen der Höhe und dem Querschnitte desselben ein gewisses Verhältniß bestehen, welches nur durch directe Versuche vermittelt werden kann.

In der Regel wird angenommen, daß die Höhe der Kalksteinmasse vom Gewölbe bis zur Gicht nicht größer wie 3 — 4 Metres sein soll; je nachdem die Steine mehr oder weniger leicht der Verglasung ausgesetzt sind. Für Oefen mit eiförmiger Gestaltung soll nach Petot der Durchmesser des größten Querschnittes 1·82 des Durchmessers des Rostes sein; der Durchmesser der Gicht soll 0·63 des Durchmessers der größten Weite, und der lichte Raum zwischen den Roststäben $^{1}/_{4}$ der Rostfläche betragen.

Für alle Oefen ohne Unterschied ist der Kreis die beste Form des Querschnittes, weil sie bei einer richtigen Abnahme der Größe desselben gegen die Gicht hin die geringste Menge Brennmaterial bedingt; wenn ungeachtet dessen viele Kalköfen mit rechteckigem Querschnitte erbaut werden, so hat dieß seinen Grund lediglich in der leichtern Ausführung derselben. Der beim Brennen des Kalksteins erforderliche Hitzgrad muß sich im Allgemeinen darnach richten, ob und bei welchem Grade ein oberflächliches Sintern oder Verglasen zu früh eintreten kann. Zugleich muß man nach Verhältniß der Vertheilung der Hitze im Ofen die Steine nicht nur nach ihrer Größe, sondern auch nach ihrer durch Verschiedenheit der Mischung hervorgehenden Natur ausscheiden und einsetzen. So wechselt der erforderliche Hitzgrad von 15 bis 30 Grade Wedgwood. Beim Beginne des Schmauchfeuers steigt 6—12 Stunden lang ein dicker Rauch auf, der die auf der Oberfläche feucht beschlagenen Steine schwärzt, mit der Mehrung der Gluth braun wird und abnimmt, bis endlich die Flamme durch die Gicht heraufschlägt; erst scheint sie dunkelroth violett, dann blaugelb, endlich weiß. Die Weißglühhitze wird dann nach Verhältniß der ungemein mannigfaltigen Einflüsse bald längere, bald kürzere Zeit unterhalten, bis man das Feuer mindert, den Ofen allmählig abkühlen läßt und den Kalk austrägt, vorausgesetzt, daß der Ofen kein solcher mit ununterbrochener Feuerung ist. Im Mittel ist die Dauer seines Brandes 36—50 Stunden.

Von der Gahre des gebrannten Kalkes überzeugt man sich, wenn die größeren Stücke desselben keinen harten Kern enthalten, und beim Löschen sich ganz in Brei verwandeln.

Gebrannter Kalk darf auch mit Salzsäure übergossen nicht aufbrausen, weil er sonst noch Kohlensäure enthalten würde.

Ganz reiner trockener kohlensaurer Kalk verliert beim Brennen vier Gewichtstheile Kohlensäure und liefert 56 Theile Aetzkalk.

Hundert Raumtheile kohlensaurer Kalk geben gebrannt nur $87\frac{1}{2}$, daher ist das Schwinden 12·5 Procent.

§. 22.

Verschiedene Arten von Kalk.

Die Kalksteine geben gebrannt verschiedene Arten von Kalk, je nach ihren Bestandtheilen. Man unterscheidet:

1) Gewöhnlichen oder Luftkalk, der zu Kalkbrei bereitet nur an der Luft erhärtet.
2) Hydraulischen oder Wasserkalk, der als Kalkbrei im Wasser erhärtet.
3) Kalkcement, der in Pulver verwandelt sehr schnell im Wasser erhärtet.

Die beiden letzten Arten unterscheiden sich sehr wesentlich dadurch, daß der hydraulische Kalk sich durchaus ablöschen läßt, der Kalkcement dagegen sich nicht ablöscht.

Betrachtet man den Kalk in Beziehung auf die nöthige Menge Wasser, um ihn zu Kalkbrei umzuwandeln, so unterscheidet man auch *fetten* und *mageren* Kalk. Der erstere ist solcher, dessen Masse durch das Ablöschen sich wesentlich vergrößert; ferner dessen Kalkbrei klebrig und fett aussieht und zur Anfertigung

des gewöhnlichen Mörtels dient, der nur an der Luft erhärtet. Der letztere oder magere Kalk hingegen ist solcher, dessen Masse sich bei dem Ablöschen nur wenig vergrößert und gewöhnlich hydraulische Eigenschaften besitzt, d. h. zu Mörtel verwendet werden kann, der unter Wasser erhärtet.

Luft- oder fette Kalke sind solche, die weniger als zehn Procent Kiesel- und Thonerde enthalten; in Berührung mit Wasser gebracht, brausen sie auf und befreien so viel Wärme, daß ein Theil des Wassers in Dämpfen entweicht; dabei zerfallen sie zu weißem Staube, der Kalkhydrat genannt wird und dem Gewichte nach 25 Procent Wasser enthält.

Die Kalksteine, welche hydraulische Kalke und Cemente liefern, enthalten außer kohlensaurem Kalke eine gewisse Menge Kiesel- und Thonerde, Bittererde und gewöhnlich noch einige Metalloxyde.

Ist ein Kalk schwach hydraulisch, so enthält er 10 Procente Thon; ist er gut hydraulisch, so ist der Thongehalt 20, und ist er sehr gut hydraulisch, 30 bis 34 Procent.

Kalkcement ist ein Produkt von Kalk und Thon, in welchem der letztere zwischen 40 und 60 Procent ausmacht.

Die hydraulischen Kalke und Kalkcemente weichen sehr in ihrem Verhalten gegen Wasser von einander ab. Die ersteren zeigen beim Ablöschen dasselbe Resultat, wie der magere nicht hydraulische Kalk, nämlich, sie brausen auf, jedoch mit geringerer Wärmeentwickelung als der fette Kalk; sie erfordern zum Löschen eine geringere Menge Wasser, als der Luftkalk; auch löschen sie sich nicht so schnell und sind in gelöschtem Zustande immer etwas körnig. Der Kalkbrei wird im Wasser nach und nach zu einer festen Masse. Die Kalkcemente hingegen brausen im Wasser nicht auf, bilden sich aber, wenn sie in Pulver und sodann mit Wasser zu einem Teige verwandelt werden, sehr schnell unter Wasser zu einer festen Masse. Wird fetter Kalk mit Kalkcement vermengt, so ist der mit Wasser angerührte Teig ebenfalls hydraulischer Kalk. Seitdem die Versuche von Vicat, John und Berthier dargethan haben, daß die reine oder mit Thonerde verbundene Kieselerde die hydraulische Eigenschaft des Kalkes bedingt, ist man überhaupt im Stande, aus jedem fetten Kalke, der nur Luftmörtel geben würde, einen hydraulischen Kalk zu bereiten; man darf nur das richtige Verhältniß zwischen den einzelnen Factoren, Kalk und Thon, darzustellen suchen.

§. 23.

Physikalische Eigenschaften und Kennzeichen der hydraulischen Kalksteine.

Die Steine, welche einen natürlichen hydraulischen Kalk liefern, haben im Allgemeinen einen erdigen, ebenen oder flachmuscheligen Bruch, ein dichtes Gefüge, und sind von grauer in's Dunkelblaue oder Gelbliche ziehender Farbe. Angehaucht entwickeln sie einen thonigen, zuweilen bituminösen Geruch. Es gehören dahin die sogenannten mageren Kalke, die Mergelarten, der Dolomit.

Das Verfahren, welches bei der Untersuchung, ob ein Kalkstein ein hydraulischer sei, in Anwendung kommt, ist in der Regel folgendes:

Ein zu untersuchendes Stück Stein wird zu Pulver gestoßen und so lange mit verdünnter Salz- oder Salpetersäure übergossen, bis kein Aufbrausen mehr stattfindet. Die Flüssigkeit sammt dem Bodensatze wird in ein Filter gebracht und der letztere mit Wasser rein ausgewaschen; der im Filter gebliebene Rückstand getrocknet und gewogen, gibt den Thon- und Kieselerdegehalt.

In die erhaltene klare Auflösung gießt man so lange Kalkwasser, bis keine Trübung mehr erfolgt. Der auf dem Filter gesammelte Niederschlag mit Wasser ausgewaschen, getrocknet und gewogen, gibt den Bittererdegehalt; allenfalls beigemengtes Mangan- und Eisenoxyd wird mit der Bittererde gefällt.

Auf eine andere Weise kann der Stein noch geprüft werden, indem man denselben in nußgroße Stücke zerschlägt, 1 ½ bis 2 Stunden lang der Glühhitze aussetzt, die gebrannten Stücke in feines Pulver verwandelt, gerade so viel Wasser als zur Sättigung erfordert wird, darüber gießt, die Masse zu einem steifen Teig zusammenknetet, diesen abgetrocknet in ein Glas eindrückt und endlich mit Wasser übergießt. Ist der Stein gut hydraulisch, so muß die Probe nach 24 Stunden dem Drucke des Fingers Widerstand leisten, und nach einem Monate die Härte eines weichen Kalksteins erhalten.

Gehört der Stein unter die Klasse der Cemente, so löscht er sich im gebrannten Zustande nicht ab; in Pulver verwandelt und mit Wasser zu einem Teige angerührt, erhärtet letzterer schon nach einigen Minuten, nachdem man ihn mit Wasser übergossen hat.

§. 24.

Ablöschen des Kalks.

Das Ablöschen des lebendigen oder gebrannten Kalks kann im Allgemeinen auf fünferlei Arten geschehen:

1) Indem man den Kalk der Luft aussetzt, von der er die Feuchtigkeit einzieht und sich in Hydrat verwandelt. Diese Art des Löschens eignet sich übrigens nur für fetten Kalk, für magern wäre sie höchst nachtheilig, da derselbe an der Luft seine hydraulischen Eigenschaften verliert.

2) Indem man den Kalk nur ganz kurze Zeit in das Wasser eintaucht, alsdann der Luft aussetzt, wo er sich vollends in Kalkhydrat verwandelt und in Staub zerfällt. Dieß Verfahren ist umständlich und darum unpraktisch.

3) Nach der für fette Kalke allgemein üblichen Methode, indem man den Kalk in einen Löschkasten oder in eine Mörtel-Pfanne bringt und die zum Verfallen desselben nöthige Menge Wasser zugießt. Erst dann, wenn der Kalk zu zerfallen anfängt, wird unter starkem Durchrühren und Zerstoßen der Kalkstücke mit der Schaufel und Hacke mehr Wasser zugegossen, bis der gelöschte Kalk eine weiße dickflüssige Masse bildet. Wenn dieses erfolgt ist, so wird an dem Löschkasten ein Schieber gezogen und der gelöschte Kalk in eine Grube gelassen und darin aufbewahrt.

Ist der Kalk gut gebrannt, so bleiben in dem Löschkasten gar keine fremden Körper zurück.

4) Für hydraulischen Kalk: Indem man denselben in eine Löschpfanne bringt und gerade so viel Wasser zugießt, als zum Zerfallen der Kalkstücke nöthig ist. Da diese Ablöschungsart viel Zeit erfordert, so zieht man vor, den Kalk unter einer Sanddecke abzulöschen, nämlich indem man

5) den Kalk in eine Mörtel- oder Löschpfanne bringt, sodann mit Wasser begießt und mit einer Sandlage bedeckt, unter welcher er vollends unter ziemlich starker Wärmeentwicklung in Staub zerfällt.

Erst wenn an der Oberfläche des Sandes keine Risse mehr sichtbar werden, ist der Kalk ganz abgelöscht, und kann unter Zugießen von mehr Wasser zu Mörtel verarbeitet werden.

Im Allgemeinen kann angenommen werden, daß 1 Volumen gebrannter fetter Kalk 3·5 Volumen gelöschten Kalk gibt; ferner daß man von 1 Volumen gebranntem mageren Kalk nur 1·75—2·53 Volumen gelöschten Kalk erhält.

Für den Rüdersdorfer Kalk gibt Accum an, daß er durch das Brennen beinahe die Hälfte seines Gewichts verliert; daß durch das Ablöschen nicht allein die Masse, sondern auch das Gewicht gegen den gebrannten Kalk um 3·5 Mal vermehrt wird, und daß das Gewicht des gelöschten Kalkes 1¾ Mal mehr beträgt als das des rohen Kalksteines.

Für die im Großherzogthum Baden vorkommenden hydraulischen Kalke von Malsch und Ittersbach findet man: daß der Kubikmeter roher Kalkstein 1440 Kil., dagegen gebrannt nur 814 Kil. wiegt.

1 Kubikmeter gebrannter Kalk gibt 2·53 K.-Mtr. abgelöschten Kalk, und 1 Kubikmeter des letzteren wiegt 500 Kil.

1½ K.-M. Kalk, ½ K.-M. Traß und 6 K.-M. Quarzsand geben 6·65 K.-M. Mörtel; diese 6·65 Mörtel mit 7½ zerschlagenen Kalksteinen und Sandsteinen vermengt, geben 10 K.-M. Béton; der K.-M. Béton wiegt nahe 2000 Kil. Ein K.-M. Mörtel wiegt 1920 Kil.

§. 25.

Künstliche hydraulische Kalke.

In Ermanglung eines natürlichen hydraulischen Kalkes kann man gewöhnlichen Kalk, der nur Luftmörtel liefern würde, vermöge eines Zusatzes von kieselerdehaltiger Thonerde in hydraulischen Kalk verwandeln.

John und Vicat waren die ersten, welche zeigten, wie man durch Mengung von gewöhnlichem Kalke und ungebranntem Thone in passenden Verhältnissen und durch Brennen dieses Gemenges künstlichen hydraulischen Kalk erhalten könne.

John zeigte, daß Muschelschalen durch Zusatz von Thon-Silicaten und nachheriges Brennen in hydraulischen Kalk umgewandelt werden. Er hält für das vortheilhafteste, wenn an der Luft zerfallener Kalk oder auch vorher gemahlener Kalkstein mit dem erwähnten Zusatze und Wasser zu einem Teige gemacht wird, welchen man nach dem Austrocknen brennt.

Vicat hält es für das Beste, wenn man den fetten Kalk brennt und ablöscht, sodann den Kalkbrei mit einem Zusatze von kieselerdehaltigem Thone durch-

knetet, die Masse in Brode formt und trocknet, endlich die getrockneten Brode abermals brennt und entweder abgelöscht oder in feines Pulver zerrieben mit dem gemeinen fetten Kalke vermengt.

Für jede Kalkart gibt es verschiedene beobachtende Mischungsverhältnisse zwischen dem Kalk und Thon, und diese können nur durch Versuche ausgemittelt werden.

Die gemeinen sehr fetten Kalkarten vertragen auf hundert Theile Kalkhydrat einen Zusatz von zwanzig Theilen Kieselthon. Die mittlern bedürfen nur zehn Theile. Vermehrt man den Zusatz auf 34 bis 40 Theile, so läßt sich der Kalk nicht mehr im Wasser auflösen, gibt aber, pulverisirt und mit Wasser vermengt, eine Masse, die unter Wasser sehr schnell erhärtet. Alle eisenhaltigen Silicate der Thonerde, als: Ziegelthon, Basalt, der eisenhaltige Thonsandstein, alle Thoneisensteinarten und die meisten Laven können im pulverisirten Zustande als Zuschlag dienen, um fetten Kalk in hydraulischen zu verwandeln.

§. 26.

Cemente.

Dieß sind Stoffe, welche die Eigenschaft besitzen, auf den Kalk, dem sie beigemengt werden, chemisch einzuwirken, insbesondere ihn gut hydraulisch zu machen.

Außer den Kalkcementen, welche durch das Brennen von Kalksteinen, die Thon im Verhältniß zwischen 40 bis 60 zu 60 bis 40 Kalk enthalten, erhalten werden, gibt es noch folgende Cemente:

Die Puzzolanerde, ein vorzüglich hydraulisches Cement, ist ein vulkanisches Erzeugniß, welches in den Umgebungen brennender oder erloschener Vulkane vorkommt und seinen Namen von dem Orte Puzzuolo bei Neapel erhielt. Die Masse ist ein eisenhaltiger Thon, der durch das Feuer der Vulkane einem hohen Hitzgrade ausgesetzt war; sie rührt von Stücken poröser Lava her. Die Farbe der Puzzolane ist verschieden: weiß, gelb, grau, braun, roth, je nach dem Eisengehalte und dem Zustande der Oxidation.

Die Puzzolane wird auch künstlich dargestellt. An mehreren Orten Frankreichs besteht das Verfahren in Folgendem: Man nimmt zu einem Theile fettem gebrannten und in Teig verwandelten Kalke vier Theile Thon oder einer thonartigen Erde, die man gerade an den betreffenden Orten findet.

Die Thonmasse vermengt man innig mit dem Kalkteig und formt aus der erhaltenen Masse runde Laibe oder Brode, welche alsdann getrocknet und gebrannt werden.

In Calais fabricirt man gute Puzzolanerde, indem man die thonhaltige Kalkerde, welche man an den Meeresdünen sammelt, brennt.

In Brest brannte man Gneissand und erhielt eine ziemlich kräftige Puzzolane.

Das spezifische Gewicht der italienischen Puzzolanerde ist 1·15 bis 1·228.

Der Traß oder vulkanische Tuffstein ist ebenfalls ein vorzügliches Cement. Im strengen Sinne des Wortes ist Traß der bereits gepulverte Tuffstein. In Italien ist dieser Stoff allgemein, doch findet man ihn auch in den Rheingegenden bei Andernach.

Der Andernacher Traß kommt in zweierlei Formen vor: einmal als fester

Stein, den man ächten Traß nennt, und sodann als Sand, der wilder Traß genannt wird. Nur ersterer wird zur Mörtelbereitung verwendet.

Im Allgemeinen enthält der Traß sehr viele fremdartige Körper, vorzugsweise Thonschieferstücke und Bimsstein, auch häufig vegetabilische Stoffe und namentlich Holzkohlen. Die Farbe des Trasses wechselt vom Grauen in's Braune und geht oft in ein helles Blau über, doch zeigt sich das letztere erst dann, wenn die Stücke ganz ausgetrocknet sind. Will man die Güte des Trasses nach seinen äußern Kennzeichen beurtheilen, so kann dieses nur mit einiger Sicherheit geschehen, wenn er noch nicht pulverisirt ist. Er muß möglichst fest und hart sein, so daß die scharfen Ecken sich nicht abbrechen lassen. Besonders muß der Traß sich scharf anfühlen und möglichst frei sein von fremden Beimengungen. Wenn der Traß pulverisirt ist, so pflegt man seine Güte nach dem Niederschlage zu beurtheilen, der sich bildet, sobald man ihn in ein Glas Wasser geschüttet und dieses umgerührt hat. Am besten ist der Traß, wenn der Niederschlag vollständig erfolgt und keine verschiedenen Schichten sich darin zu erkennen geben. Das sicherste Verfahren zur Prüfung des Trasses besteht darin, daß man durch direkte Versuche sich von seiner Bindekraft überzeugt.

Der ächte Traß wird in Stücken von etwa einem halben Kubikfuß gebrochen und, nachdem er etwas getrocknet ist, pulverisirt. Zum Pulverisiren dienen am häufigsten Stampfwerke; erst in neuerer Zeit hat man angefangen, den Traß auch zu mahlen. Die Mühlen sind im Allgemeinen den Mahlmühlen gleich.

Der gemahlene Traß ist feiner vertheilt, wie der pulverisirte und verdient daher den Vorzug.

Zum reinen Traßmörtel, der keinen Zusatz von Sand erhält, nimmt man auf einen Theil Kalkbrei gewöhnlich zwei Theile pulverisirten Traß; doch hängt dieß immer von der Güte des Kalkes ab. Wenn das Mauerwerk nicht immer vom Wasser bedeckt bleibt, so versetzt man den Traß zur Hälfte mit Sand. Das spezifische Gewicht des Trasses ist 0·8 — 1·07.

In Amsterdam bereitet man auch einen künstlichen Traß, es ist dieß eine aus dem Meeresgrunde geförderte Thonerde, welche stark gebrannt wird. Gebrannter pulverisirter Basalt kann auch als Cement zur Bereitung eines trefflichen Wassermörtels verwendet werden. Die folgende Tabelle enthält die Resultate der Analysen von gebranntem Basalt, Puzzolane und Traß:

	Basalt.	Puzzolane.	Traß.
Kieselerde	0·445.	0·445.	0·570
Thonerde	0·167.	0·150.	0·120
Kalk	0·095.	0·088.	0·026
Bittererde	—	0·047.	0·010
Eisenoxyd	0·200.	0·120.	0·050
Manganoxyd	0·024.	—	—
Kali	—	0·014.	0·070
Natron	5·026.	0·030.	0·010
Wasser und Verlust	0·043.	0·106.	0·144
	1·000.	1·000.	1·000

Die Santorin-Erde. Dieselbe kommt von der Insel Santorino, welche eine der südlichsten Inseln Griechenlands ist und durch geognostische Untersuchungen sich als der größere Theil eines noch nicht ganz ausgebrannten Vulkanes erwiesen hat. Diese Insel ist fast auf ihrer ganzen Oberfläche mit einer mächtigen hellgraugelblichen oder hellgrauröthlichen Erdschichte bedeckt, welche Erdschichte eben die sogenannte Santorin-Erde gibt und vorzügliche hydraulische Eigenschaften besitzt. Sie ist im Anfühlen sehr scharf und trocken und enthält eine Menge kleinerer und größerer poröser und leicht zerreiblicher Körner, die aus Bimsstein bestehen.

Die chemische Analyse hat dargethan, daß diese Erde in ihren Bestandtheilen wesentlich der ebenfalls vulkanischen Puzzolanerde gleicht, denn sie enthält auf 100 Theile:

66·37 Kieselerde, 12·85 Thonerde, 3·24 Kalkerde, 4·67 Eisen, 4·32 Kali, 3·60 Natron, 0·59 Manganoxydul, 2·36 organische Substanzen, 2·00 Wasser.

In neuerer Zeit wird die Santorin-Erde in Griechenland zu allen Baulichkeiten sowohl in als außer dem Wasser ohne Ausnahme verwendet. Auch bei den großen Seebauten in Algier hat man die Santorin-Erde mit Erfolg in Anwendung gebracht.

In Triest und Venedig werden seit dem Jahre 1843 alle Wasserbauten mit Santorin-Mauerwerk ausgeführt. Das Santorin-Mauerwerk, welches stets unter Wasser bleibt, wird zusammengesetzt aus:

Sieben Theilen Santorin-Erde, zwei Theilen gelöschtem fetten Kalk, sieben bis neun Theilen zerschlagene Steine. Für Mauerwerk, welches zeitweise über den Wasserspiegel zu stehen kommt, nahm man:

Sechs Theile Santorin-Erde, zwei Theile fetten Kalk, sechs bis sieben Theile Steine.

Vier Theile Santorin-Erde, zwei bis drei Theile Sand, drei Theile Kalk und sechs Theile Steintrümmer geben einen guten Béton.

Bei Ausführung des Santorin-Mauerwerks wird abwechselnd eine 0·6 Metres hohe Lage von Mörtel und eine ebenso hohe Steinlage zwischen die vorher aufgestellten Holzwände gebracht. Erstere läßt man zwei bis drei Tage ruhen, bis sie so hart ist, daß sie dem Fingerdrucke Widerstand leistet; letztere wird mittelst Stampfens mit der ersteren vermengt. Nach vierzehn bis zwanzig Tagen kann man die Holzwände wegnehmen und dieselben zur Fortsetzung des Baues wieder verwenden. Sowohl im See- wie im süßen Wasser ist die Santorin-Erde brauchbar.

Das spezifische Gewicht der Santorin-Erde ist 1·00.

Das römische Cement*), auch Parker's Roman- oder englisches Patentcement genannt, ist ein sehr hydraulischer Stoff, welcher in England aus einem kieselthonhaltigen Kalkmergelstein bereitet wird, den man als Geschiebe, oder in Form von sogenannten Nieren unter der Dammerde, vorzüglich auf der Insel Sheppy und an mehreren Orten an den Ufern und in dem Bette der Themse findet. Die Farbe ist gelbbraun, braun; der Bruch feinkörnig. Die

*) Polytechnisches Journal von D. Dingler 1. und 2. Novemberheft 1851.

Bestandtheile sind nach Berthier 65·7 kohlensaurer Kalk, 0·5 kohlensaure Bittererde, 6 kohlensaures Eisenoxyd, 1·9 kohlensaures Manganoxyd, 24·6 Thon (18 Kieselerde und 6,6 Thonerde), 1·3 Wasser. Der daraus gebrannte hydraulische Kalk besteht aus 55·4 Kalk, 36·0 Thon und 6 Eisenoxyd.

Um diesen Kalkstein in Cement umzuwandeln, wird er in Flammöfen, auch zuweilen in Meilern gebrannt, alsdann gemahlen, gesiebt und zum Versenden in Fässer verpackt.

Dieses Cement erhitzt sich kaum merklich, saugt wenig Wasser ein und nimmt nicht sehr im Umfange zu. Es besitzt die Eigenschaft, frisch gebrannt beinahe augenblicklich zu erhärten, wenn man es ohne alle Beimischung sich selbst in Berührung mit Wasser überläßt, nachdem es zuvor zu einem dicken Brei angerührt ist; es wird unter Wasser versenkt steinhart.

Gewöhnlich vermengt man sechs Theile dieses hydraulischen Kalks mit vier Theilen feinem Sand und erhält dann einen vorzüglichen Mörtel zu Wasserbauten; dieser Mörtel muß übrigens unmittelbar vor dem Gebrauche zubereitet und sobald wie möglich verbraucht werden.

Schon im Jahre 1796 ließ sich J. Parker von Northfleet auf die Bereitung seines Cementes ein Patent ertheilen, verband sich hierauf mit Wyatt, der unter der Firma Wyatt, Parker und Compagnie bis zu diesem Tage ausgezeichnete Geschäfte machte.

Als in London im Jahre 1834 die Parlament-Häuser niederbrannten, war es Aufgabe, so rasch als möglich ein temporäres Gebäude für die Sitzungen der Lords und der Gemeinen herzustellen, das sogleich bewohnbar sei. Man gebrauchte statt des gewöhnlichen Mörtels hydraulischen Kalk (Roman-Cement von Parker), und in drei Monaten während der ungünstigsten Jahreszeit standen die temporären Gebäude vollkommen trocken und zum Beziehen bereit. Einen noch schlagenderen Beweis für die Vorzüglichkeit dieses Cementes lieferte der Themse-Tunnel. — Dieser wäre ohne hydraulischen Kalk gar nicht ausführbar gewesen.

Auch bei den London-Docks, bei der Royal Exchange, beim brittischen Museum und bei unzähligen andern Bauwerken wurde das Roman-Cement angewendet. Man bedient sich desselben Cementes ferner noch zum Anwurf der Häuser; alle Häuser der Regent-Street sind mit Roman-Cement beworfen.

Bis zum Jahre 1818 war das Roman-Cement das einzige, das bei den meisten Bauten in der Luft und im Wasser angewendet wurde. Man bezieht es aus der Blashfield'schen Fabrik in London, den Bushel zu 1 Schilling 6 Pence.

Ein weiteres englisches Cement von vorzüglicher Güte ist das sogenannte Portland-Cement. Aspdin von Leeds erhielt im Jahre 1824 ein Patent auf dieses Cement, das er in folgender Weise zusammensetzte. Er nahm eine bestimmte Menge Kalkstein aus der Steinkohlen-Formation von Yorkshire, pulverisirte denselben und brannte ihn in einem Kalkofen; hierauf nahm er eine gleiche Quantität Thon, mischte und arbeitete ihn unter Wasser mit dem gebrannten Kalke mit der Hand oder mit Maschinen so lange, bis die Masse einen plastischen Zustand annahm, brachte sie in flache Geschirre und trocknete sie durch natürliche oder künstliche Wärme. Die trockene Menge wurde in Stücke gebrochen

und wieder in einem Kalkofen gebrannt, bis alle Kohlensäure entwichen war. Zuletzt wurde die Masse in ein feines Pulver verwandelt.

Dieses Cement wird nicht sehr schnell hart, aber es erlangt zuletzt eine außerordentliche Festigkeit und wird deshalb in seinem Festwerden durch das sogenannte Setzen von Mauerwerken nicht gestört, was namentlich bei Mauern unter Wasser beinahe immer stattfindet und einen Theil der Wirkung gewöhnlicher Cemente verhindert.

Der Erfinder hat nur deshalb seinem Cement den Namen Portland-Cement gegeben, weil es in der Farbe dem berühmten in England häufig verwendeten Portlandstein ähnlich ist.

Generalmayor C. W. Pasley machte interessante Versuche mit diesem Cemente und gab Veranlassung zur Fabrikation desselben im Großen. Aus den Versuchen ging hervor, daß jeder braune Thon, der zu einem feinen Pulver vertheilt und nicht lange der Luft ausgesetzt war, mit Kreide vermengt, ein gutes hydraulisches Cement gebe.

Die feine Vertheilung des blauen Thons des Madway-Flusses, sein Wassergehalt, der nach Pasley 55 Procent beträgt, und deshalb seine leichte und wenig Kosten verursachende Behandlung, sind Ursache, daß sich die berühmtesten englischen Cementfabrikanten stets dieses Thones zu ihrem Portland-Cement bedienen.

Pasley fand, daß eine Mischung von 10 Gewichtstheilen reinen trocknen Kreidepulvers mit $13^3/_4$ Gewichtstheilen frischen Madway-Thons das festeste künstliche Cement gebe, das noch überdieß nicht so rasch anzieht, wie die übrigen natürlichen oder künstlichen Cemente. — Doch ist bei der Zusammensetzung des Cements auf den veränderlichen Kalkgehalt des Madway-Thones gehörige Rücksicht zu nehmen.

Zum Pulvern der Kreide bedient man sich in England zweier sich um eine horizontale und dann verticale Achse drehenden verticalstehenden Mühlsteine, oder auch der sogenannten Schlamm-Mühle, wobei, während die Walzen die Kreide zerkleinern, das Wasser im Troge die feinen Kreidetheilchen mit sich fortnimmt, während das Gröbere und Kieselige auf dem Boden des Troges liegen bleibt. Zum Mahlen des gebrannten Cements wendet man zuerst Quetschwalzen an, welche das zerdrückte Material einem horizontal sich drehenden Mühlsteine zuführen. Der Läufer ist nur zur Hälfte und zwar am Rande scharf und hat ziemlich weit auseinander liegende Furchen, welche die Enden einer vom Mittelpunkt aus radialen, etwas krummen Linie bilden.

Zum innigen Mengen des Schlammes mit der Kreide bedient man sich der gewöhnlichen in den Töpfereien üblichen Knetmühle (Fig. 14. Taf. I.) mit einer verticalen Achse, an welcher rechtwinklich etwa acht zweischneidige Messer spiralförmig herumgestellt sind. Jedes dieser Messer trägt zwei vertical aufgesetzte Messer nach oben, und in den Zwischenräumen zwei nach unten.

Nachdem die Kreide trocken gewogen ist, wird sie mit Wasser angerührt, bis sie einen steifen Teig bildet (dazu sind etwa $^1/_4$ Gewichtstheile Wasser nöthig) und in Ballen geformt, von der gleichen Größe mit den Ballen aus blauem Madway-Thon. In dieser Gestalt werden sie in die Knetmühle gebracht, die immer

voll erhalten werden muß. Die Masse wird durch die schief gestellten beweglichen horizontalen Messer gemengt und nach unten gedrängt, und zuletzt durch eine Oeffnung am Boden des Cylinders herausgedrückt.

Zum Brennen bedient man sich der continuirlichen kegelförmigen Kalköfen, deren jeder 70—90 Tonnen Rohmaterial faßt. Die gebrannten Stücke zieht man unten heraus und gibt frische mit Kohlenklein oben nach. Die ausgezogenen Ballen dürfen mit verdünnter Salzsäure übergossen nicht aufbrausen. Die gebrannten Ballen werden hierauf in die Mühle gebracht und das Pulver vor dem Zutritt der Luft bewahrt.

Je feiner das Cement gepulvert ist, desto größer ist seine Wirkung. Wird es mit so viel Wasser angemacht, als nöthig ist, um die Masse in Ballen formen zu können, so werden die einzölligen Ballen warm und erreichen ihren höchsten Hitzgrad innerhalb 7—12 Minuten nach dem Anfeuchten der Masse. Wird die Masse wirklich so heiß, daß sie ein unangenehmes Gefühl in der Hand erregt, und zieht dabei zu rasch an, so hat das Cement zu viel Kalk; wird sie hingegen nicht fühlbar warm und zieht nur sehr langsam an, so hat sie zu wenig Kalk, dagen zu viel Thon in ihrer Mischung.

Die Einwirkung der Luft hat nachtheiligen Einfluß auf das gepulverte Cement. In dünnen Schichten der Luft ausgesetzt, verliert es in wenigen Wochen seine Eigenschaft, unter Wasser zu erhärten; in großen Massen, wie in Fässern, wird höchstens die oberste Schicht verändert und schützt die darunter liegende gegen den ferneren nachtheiligen Einfluß auf lange Zeit.

Cement, das bloß durch Einsaugung von Kohlensäure abgestanden ist, kann durch Brennen wieder zu gutem Cemente gemacht werden, indem man es pulverisirt mit Wasser anfeuchtet, in Ballen formt und diese in Kalkofen neuerdings brennt.

Die beste Methode, die Abhäsionskraft verschiedener Cemente zu prüfen, ist nach Pasley: wenn man zwei kubische Steinstücke mit Cement zusammenkittet und dann die Kraft erforscht, welche nöthig ist, die zwei Steine wieder von einander zu trennen. Weil die Ziegelstücke eher brechen als das Cement nachgibt, so nahm Pasley gute dichte Kalksteine.

Die Versuche von Pasley haben gezeigt:

1) daß ein reines Cement an allen Flächen (nicht mit Sand gemengt), selbst an polirten granitischen, nahezu mit gleicher Kraft hafte;

2) daß das Cement die Steinflächen in einem Zeitraum von 11 Tagen mit einer fünfmal größern Kraft zusammenhalte, als gewöhnlicher Mörtel in dreißig Jahren. Zwei mit gutem Cement zusammengekittete Ziegelsteine hielten nach 74 Tagen ein Gewicht von 4955 Pfund aus; im Mittel ist die Abhäsionskraft 125 Pfund per □Zoll.

Werden die Cemente mit Sand vermengt, so wird die abhäsive Kraft derselben verringert; eine Mischung von gleichen Maßtheilen Sand und Cement ist mehr als 4mal schwächer, als reines Cement; nichts destoweniger wird man bei den meisten Wasserbauten eine Mischung von Cement und Sand anwenden, da hierdurch die Kosten bedeutend vermindert werden, und das Cement seine hydraulischen Eigenschaften nicht verliert.

Gebraucht man das Cement als Anwurf, so muß es mit Sand gemengt werden, um Risse zu vermeiden. Die besten Verhältnisse sind 1 bis 2 Maßtheile scharfen reinen Sandes auf zwei Maßtheile Cement.

Die rückwirkende Festigkeit des Portland-Cements ist sehr bedeutend, ein Prisma, 30 Tage alt, 18 Zoll lang und 9 Zoll Seite wurde erst bei einer Belastung von 56 Tonnen der Länge nach gespalten und bei 1555 Pfund auf den Quadratzoll noch nicht zerdrückt. Ein Prisma, zusammengesetzt aus 1 Theil Portland-Cement und 2 Theilen Sand, 52 Tage alt, begann bei 37 Tonnen an einer Ecke etwas zu reißen und zersprang bei 45 Tonnen oder 1244 Pfund auf den Quadratzoll.

Die Analyse von Pettenkofer gab folgende Zusammensetzung:

54·11	Kalk
0·75	Bittererde
1·10	Kali
1·66	Natron
7·75	Thonerde
5·30	Eisenoxyd mit Spuren von Manganoxyd
22·23	Kieselsäure
2·15	Kohlensäure
5·75	Phosphorsäure
1·00	Schwefelsäure
2·20	Sand
1·00	Wasser.
100	

Portland-Cement ist nicht nur in England, sondern in neuerer Zeit sehr häufig in Deutschland angewendet worden. Man bezieht es aus der Blashfield'schen Fabrik in London, den Bushel zu 2 Schilling 3 Pence.

In Frankreich verfertigt man einen Wassermörtel aus einem kiesel- und thonerdehaltigen Kalkstein, der in der Nähe von Boulogne vorkommt. Dieser Kalkstein enthält 61·6 kohlensauren Kalk, 6·1 kohlensaures Eisenoxyd, 22·8 Thon, 6·6 Wasser. Der daraus gebrannte Kalk enthält in 100 Theilen 54·0 Kalk, 31·0 Thon und 15·0 Eisenoxyd. Andere gute Cemente in Frankreich sind die von Pouilly und von Bassy.

Cement von Bassy im Yonne-Departement. Unter allen Cementen Frankreichs nimmt das von Bassy den ersten Platz ein und wird deshalb bei allen Wasserbauten vorzugsweise angewendet. Man findet es als thonkalkhaltigen Stein von gräulicher Farbe und mit folgender chemischen Zusammensetzung:

kohlensaurer Kalk	63·8
kohlensaure Bittererde	1·5
kohlensaures Eisen	11·6
Kieselerde	14·0
Thonerde	5·7
Wasser und unorganische Stoffe	3·4
	100·0

Bei dem Brennen in gewöhnlichen Kalköfen verliert er beiläufig 40 Procent seines Gewichts; seine Farbe wird mattgelb und er zeigt bei der Analyse:

Kalk	56·6
Eisenoxydul	13·7
Bittererde	1·1
Kieselerde	21·2
Thonerde	6·9
Verlust	0·5

Nach dem Brennen wird das Cement pulverisirt durch ein Sieb mit Kupferfäden, deren 18 auf den Centimeter gehen, gesiebt und dann in vertheerten und inwendig mit Papier überzogenen Fässern verpackt, um seine Erhaltung zu sichern und ihn bequem zu transportiren.

Das pulverisirte Cement ist sehr zusammendrückbar; es sinkt unter seinem eigenen Gewichte zusammen, besonders wenn das Gefäß, in das man es gethan, Erschütterungen ausgesetzt ist. Seine spezifische Schwere ist sehr veränderlich, und zwar beträgt dieselbe, wenn es unmittelbar nach dem Sieben gewogen wird, 0·8. Die gewöhnliche Dichtigkeit wird mit 0·96 angenommen.

Die Quantität des erhaltenen Mörtels ist ziemlich verhältnißmäßig mit dem Gewichte des verwendeten Cements, aus welchem Grunde der Preis des letzteren nach dem Gewichte und nicht nach dem Volumen festgesetzt wird.

Das Cement wird als Mörtel mit oder ohne Sand gebraucht, wozu man eine Menge Wasser schüttet, die ungefähr der Hälfte seines Volumens gleich ist. Ein Kubikmeter pulverisirtes Cement mit einem spezifischen Gewicht von 0·96, ohne Beimischung von Sand zu Mörtel gemacht, verliert 17 Procent seines Volumens und gibt bloß 0·83 Kubikmeter; gewöhnlich setzt man aber den Mörtel so zusammen, daß zu 3 Theilen Cement 2 Theile Sand kommen.

Die Erhärtung des Mörtels geht, wenn er unmittelbar nach dem Aussieben des Cements angemacht und ohne Sand verwendet wird, in weniger als einer Minute vor sich.

Die rückwirkende Festigkeit des Mörtels wurde durch das Zerdrücken von 0·16 M. langen, 0·08 breiten und 0·54 starken Prismen ermittelt, die 2½ Jahre früher angefertigt waren. Zehn Versuche gaben im Mittel 150 Kilogr. per Quadratcentimeter.

Die absolute Festigkeit war bei 2 Monate alten Prismen 10 Kilogr. per Quadratcentimeter; sie vermehrt sich übrigens mit der Zeit bedeutend.

Die 4 Haupteigenschaften: rückwirkende Festigkeit, Adhäsion, Wasserdichtigkeit und schnelle Erhärtung, vereinigen sich in hohem Grade in dem Cemente von Vassy und geben ihm eine außerordentliche Wichtigkeit bei Bauten aller Art, namentlich bei Wasserbauten.

Ein sehr allgemeines und brauchbares Cement ist das Ziegelmehl. Gebrannte Backsteine oder Ziegelstücke werden fein gemahlen, gesiebt und mit Kalk und Sand zu hydraulischem Mörtel verarbeitet.

Endlich gibt auch blauer Schieferthon gebrannt und gemahlen einen Cement, welcher mit Kalk und Sand einen guten hydraulischen Mörtel liefert.

Von dem Mörtel.

Man unterscheidet 2 Arten von Mörtel: gewöhnlichen Kalk- oder Luftmörtel, und hydraulischen oder Wassermörtel.

§. 27.

Luftmörtel.

Gelöschter fetter Kalk mit Sand und Wasser vermengt, gibt Luftmörtel, ein Gemenge, welches als Verbindungsmittel für die Steine beim Bauen im Trocknen dient, und nicht allein die Eigenschaft hat, an der Luft nach und nach steinhart zu werden, sondern auch an andern rauhen steinartigen Körpern fest zu haften.

Die Güte des Mörtels hängt von der Natur der gebrauchten Materialien, ihrem Mischungsverhältnisse und von der Art und Weise, wie die Bestandtheile gemischt wurden, ab.

Außer dem Kalke ist der Sand ein Hauptbestandtheil des Mörtels.

Fluß- oder Quellsand ist zwar in der Regel sehr rein, er besteht aus feinen, fast farblosen durchscheinenden Quarzkörnern; allein seine Körner sind rund, haben eine kleinere Oberfläche bei gleicher Masse, als eckige und rauhe Körner, und bieten daher der Bindung mit der Kalkmasse eine verhältnißmäßig geringere Fläche dar.

Mittelmäßig grober, scharfeckiger, reine Berg- oder Grubensand taugt am besten zum Mörtel. Er besteht aus Quarz oder andern kieselartigen Steinen.

Staubiger, mit Thon oder andern erdigen Theilen vermischter Sand muß stets vermieden werden.

Seesand muß vor dem Gebrauche mit Wasser gewaschen werden, wenn man ihn zum Mörtel anwendet, um das in ihm enthaltene Salz fortzuschaffen.

In Betreff der Menge des Sandes, welche man dem Mörtel zusetzt, ist zu bemerken, daß man dem gelöschten Kalke nicht mehr Sand zusetzen darf, als der Kalk zu binden vermögend ist, so daß nach der gehörigen Vermengung des Sandes mit dem Kalke die Sandkörner noch ebenso nahe an einander liegen, als vor der Vermischung. Jedes Sandkorn muß mit Kalk umhüllt sein.

Das Verhältniß des Sandzusatzes hängt hauptsächlich von der Beschaffenheit des Kalkes ab. Die fetten Kalkarten erfordern eine größere Menge Sand, als die magern. Vicat *) sagt, um das Verhältniß auszumitteln, bei welchem der Kalk nur gerade die Zwischenräume der Sandkörner ausfülle, darf man den Sand nur in ein Gefäß thun und das Gefäß alsdann mit Wasser füllen.

Die Menge des erforderlichen Wassers, die der Sand verschluckt, gibt die Menge des erforderlichen Kalkes an. Da man indessen den Kalk zu diesem Behufe nur als Teig messen kann, und derselbe etwas eintrocknet, so muß man 1—2 Zehntel mehr davon nehmen. Ist v das Volumen des Sandes, so findet

*) Vicat, über Kalk und Mörtel, 1825, S. 93.

man 0·4 v für das Volumen der Zwischenräume, es ist daher der Kalkzusatz 0·50 und das beste Verhältniß von Sand zu Kalk wie 2 : 1.

In der Praxis pflegt man 1·5 bis 3 Theile Sand auf einen Theil Kalk zu nehmen.

Werden 2 Theile Kalkbrei mit einem Theil Sand gehörig vermengt, so gibt dieß $2\frac{4}{10}$ bis $2\frac{5}{10}$ Theile Mörtel, je nach der Beschaffenheit des Kalkes. Das spezifische Gewicht des Mörtels ist im Mittel 1·6 — 1·8.

§. 28.

Ursache der Erhärtung des Luftmörtels.

Die Eigenschaft des Luftmörtels, zu erhärten, beruht zwar zum Theil auf der größern Anhaftungskraft des Kalkhydrats während des Uebergangs desselben in den festen Zustand, durch den Verlust seines Wassergehaltes, vorzüglich aber auf der Fähigkeit des Kalkes, Kohlensäure aus der Luft einzusaugen, wodurch derselbe in seinen frühern Zustand als roher kohlensaurer Kalkstein zurücktritt.

In diesem Zustande legt sich derselbe an den Sand des Mörtels und an die Oberfläche der Mauersteine fest an, und das Ganze bildet eine steinharte Masse. Diese Erhärtung erfolgt im Allgemeinen sehr langsam und ist fortschreitend. Nach Rondelet vergrößert sich der Widerstand gegen Zerdrücken in 15 Jahren bei Luftmörtel um $\frac{1}{8}$, bei Wassermörtel um $\frac{1}{4}$.

§. 29.

Hydraulischer Mörtel.

Mauerwerke, die in feuchtem Boden oder im Wasser stehen, erfordern einen Mörtel, der schnell erhärtet und die Eigenschaft besitzt, im Wasser steinhart zu werden, darin unveränderlich zu sein und selbst der Einwirkung der Wellen zu widerstehen.

Am einfachsten wird ein solcher Wassermörtel mit natürlichem hydraulischen Kalke bereitet, indem man denselben ablöscht und mit Sand zu einer gleichförmigen Masse vermengt. Dabei ist es am besten, wenn der Kalk unter einer Sanddecke abgelöscht wird.

Statt natürlichem hydraulischem Kalke kann auch künstlicher genommen werden, doch wird man nur in Ermanglung des erstern zu dem letztern greifen.

Auch mit gewöhnlichem Luftkalke kann hydraulischer Mörtel bereitet werden, wenn man ihm irgend ein Cement, z. B. Puzzolanerde, Traß, Ziegelmehl &c. zusetzt, und die Masse mit Sand durch Zusatz von Wasser zu einem breiartigen Gemenge verarbeitet.

Auf einen Theil hydraulischen Kalkbrei kann man mit steigender Festigkeit des Mörtels 0 bis 2·0 Theile Sand nehmen, wenn der Kalk auf gewöhnliche Art abgelöscht wird; wird er aber durch Eintauschen gelöscht, so darf man mit der Sandmenge nur bis zu 1·7 Theilen steigen.

Ein zum Wasserbau tauglicher Mörtel wäre z. B. folgender:

3 Theile Luftkalk
2 „ Ziegelmehl
3 „ Sand;

ferner:

0·14 Theile hydraulischer Kalk
0·07 „ Hammerschlag
0·29 „ Sand
0·50 „ Mühlsteingrus
(bei dem Bau der Brücke von Jena angewendet);

ferner:

3 Theile Kalk (gering hydraulisch)
1 oder 2 „ Traß
2 „ 3 „ Sand;

ferner:

2 Theile Puzzolane
1 1/2 „ Kalk (nicht hydraulisch)
2 „ Sand;

oder auch

2 Theile künstliche Puzzolane
1 „ Kalk
2 „ Sand;

endlich

1 Theil gut hydraulischer Kalk
2 „ Sand.

§. 30.

Bereitung des Mörtels.

Die Bestandtheile des Mörtels werden entweder durch Handarbeit oder durch Maschinen untereinander geschafft.

Das erstere ist mühsamer und wird nur da angewendet, wo keine zu große Menge Mörtel gebraucht wird. Es geschieht in Mörtelpfannen, welche aus dünnen Brettern zusammengesetzt sind und etwa 2·5 Metres Länge, 1·2 Metres Breite und 0·2 Metres Höhe haben, mit Hülfe gewöhnlicher Schaufeln und hölzerner oder eiserner Krücken. Hat der Mörtel bei dem Durchrühren mit der Krücke keine weiße Kalktheilchen oder kalkige Streifen, ist er durchaus von einerlei Farbe und Dichtigkeit, so kann er als gehörig verarbeitet betrachtet werden.

Man kann annehmen, daß ein Arbeiter täglich einen Kubikmeter Mörtel bereitet.

Bei größeren Bauten würde die Bereitung des Mörtels in Mörtelpfannen nicht zweckmäßig sein und zu viele Kosten verursachen; man bedient sich hier weit besser entweder einer gewöhnlichen Thonmühle oder einer Göpelmühle. Die erstere besteht aus einer mit eisernen Reifen gebundenen eichenen Tonne von konischer Form, in welche man die Bestandtheile des Mörtels bringt, und aus einer verticalen Welle, welche Arme mit Zähnen, ähnlich einem Rechen, trägt, durch welche

der Mörtel untereinander gearbeitet wird. Durch eine rechteckige Oeffnung über dem Boden der Tonne, welche mit einem Schieber versehen ist, wird der Mörtel herausgelassen.

Die Taf. I. Fig. 14 zeigt eine vervollkommnete Construction einer solchen Mörtelmaschine, wie sie bei dem Hafenbau zu Cherbourg angewendet wurde.

aa ist eine gußeiserne cylindrische Tonne;

b die verticale Axe mit den Armen und prismatischen Zähnen, welch' letztere zwischen ähnliche Zähne eingreifen, die an den Armen stecken, welche mit der Tonne in fester Verbindung sind;

c ist ein messingenes Rohr zum Einlassen des Wassers;

dd ist eine Baggermaschine, welche den nöthigen Sand liefert;

e die Welle, welche mit einer kleinen Dampfmaschine in Verbindung steht und alle Theile bewegt; das Getriebe sitzt nicht fest auf der Welle, sondern wird durch eine Platte mit 2 Balken an die innere Hülse h angedrückt.

In einem Tage à 12 Stunden wurden 96 Kubikmetres Mörtel gefertigt, der Kubikmeter kam auf 0·245 Francs.

Die Fig. 15, 16, 17 zeigen die Construction einer Göpelmühle mit drei Rädern, die von zwei Pferden in Bewegung gesetzt wird. Der Trog ist mit Backsteinen ausgemauert und hat an einer Stelle eine verdeckbare Oeffnung, durch welche der fertige Mörtel in eine Grube ablaufen kann. Eine oder zwei eiserne Scharren lösen durch ihre Mitbewegung den Stoff ab, der sich an den Wänden des Troges angesetzt hat; die Scharre sowie die Räder müssen sich frei heben oder senken können, je nachdem die Menge des in dem Trog befindlichen Mörtels groß oder klein ist.

Ehe die Maschine in Gang gesetzt wird, legt man in der ganzen Ausdehnung des Troges den für eine gewisse Menge, z. B. für einen Kubikmeter, nöthigen Kalk ein. Erst wenn dieser nach einigen Umdrehungen etwas durchgearbeitet ist, wird die erforderliche Sandmenge, ohne übrigens den Gang der Mühle aufzuhalten, mit der Schaufel eingeworfen. Ist der Mörtel fertig, so läßt man ihn durch das hölzerne Schutzbrett, Fig. 16, gegen die am Boden des Troges befindliche Oeffnung scharren, wodurch er in die Grube fällt.

Nach dem Schlusse dieser Oeffnung wiederholt sich die Arbeit für den zweiten Kubikmeter u. s. f.

In einem Tage können erfahrungsgemäß 15 — 20 Kubikmetres Mörtel bereitet werden.

§. 31.

Béton-, Grob- oder Grundmörtel-Concrete.

Unter Béton versteht man ein Gemenge von hydraulischem Mörtel und zerschlagenen Steinen, welches die Eigenschaft hat, unter Wasser und an feuchten Orten zu einem förmlichen Conglomerate zu erhärten.

Was die Zusammensetzung des Béton betrifft, so sind dabei manche Bedingungen zu berücksichtigen; der Mörtel muß die Eigenschaft haben, daß er unter Wasser erhärtet; die Steine müssen von der Größe sein, daß sie bei jeder zufälligen Schüttung eine möglichst geschlossene Lage annehmen, und endlich muß zwischen

dem Mörtel und den Steinen das richtige Verhältniß gewählt sein, damit alle Fugen wirklich mit Mörtel gefüllt und dennoch die Steine in nicht zu großer Entfernung gehalten werden.

Ueber hydraulischen Mörtel wurde früher das Erforderliche mitgetheilt, hier ist nur zu bemerken, daß zu einem Theil Kalk in der Regel 2—3 Theile Sand kommen. Was die Steine betrifft, die man zum Béton verwendet, so sollen diese möglichst rauh und scharfkantig sein, auch sollen sie an sich den gehörigen Härtegrad besitzen. Fester Sandstein, Granit, Grauwacke, Kalkstein, Geschiebe aller Art eignen sich gut. Die Steine werden in kleine Stücke von höchstens 0·04 bis 0·06 Metres Durchmesser zerschlagen und vor ihrem Gebrauch in das Wasser getaucht, einmal damit sie gereinigt werden, und sodann, damit sie dem Mörtel nicht zu schnell seine Feuchtigkeit entziehen und dadurch seine vollständige Erhärtung beeinträchtigen.

Um das Mischungsverhältniß zwischen den Steinen und dem Mörtel zu bestimmen, ermittelt man die wirkliche Größe des Kubikinhaltes der Zwischenräume zwischen den Steinen; zu diesem Zwecke füllt man einen großen wasserdichten Kasten, dessen kubischen Inhalt man kennt, mit den benetzten Steinstücken an und beobachtet, wie viel Wasser man hineingießen kann, bis dasselbe den Rand des Gefäßes erreicht. Die beobachtete Wassermenge gibt die nöthige Mörtelmenge an. Da indeß in dem fertigen Béton die Steine durch den Mörtel verhindert werden, eine eben so dichte Lage anzunehmen wie in dem Kasten, so sind die Zwischenräume bedeutend größer und man muß deshalb einen Zuschlag von Mörtel geben. Bei zerschlagenen Steinen, wo der Inhalt der Zwischenräume durchschnittlich 0·47 ist, muß man etwa 0·59 oder 0·60 Mörtel rechnen, um einen guten Béton zu erhalten. Die Mischungsverhältnisse werden am besten durch direkte Versuche bestimmt.

Einige Zusammensetzungen von Béton sind: bei dem Baue der Offenburger Kinzigbrücke nahm man:

		sodann		
3 Theile	schwach hydraul. Kalk,	3 Theile	Kalk	Diese 25 Theile gaben 18 Theile Béton.
2 „	Traß	1 „	Traß	
7 „	Sand	5 „	Sand	
14 „	zerschlagene Steine	16 „	Schotter.	

Bei dem Baue einer Ufermauer an der Militär-Schwimmanstalt bei Karlsruhe nahm man

3 Theile hydraulischen Kalk
1 „ Traß
9 „ Sand
12 „ Steine (Kalksteine, Sandsteine und Ziegelstücke).

Diese 25 Theile Material haben 17 Theile Béton gegeben.

Bei der gleichen Ufermauer nahm man auch

3 Theile hydraulischen Kalk
1 „ Traß
10 „ Sand
15 „ Steine.

Diese 29 Theile gingen in 18·6 Theile Béton zusammen.

Bei den Bétongründungen der Schleusen an der Ruhr nahm man auf 12 Theile zerschlagene Steine 6 Theile fertigen Mörtel, und erhielt daraus 13 Theile Béton. Hiernach gehören zu 100 Theilen Béton 92 Theile Steine und 46 Theile Mörtel. Bei dem Schleusenbau zu St. Valery an der Somme nahm man zu 1 Kubikmeter Béton 0·87 Cub.-Metres Steine und 0·45 Kubikmetres Mörtel. Am Rhein-Rhone-Kanal rechnete man auf den Kubikmeter Béton nur 0·69 Kubikmetres Steine, und die zugehörige Quantität Mörtel war aus 0·22 gelöschtem Kalke und 0·4 Sand zusammengesetzt.

In London nimmt man zu 100 Kubikfuß Béton 96 Kubikfuß Geschiebe, 48 Kubikfuß Sand, $12\frac{1}{2}$ Kubikfuß Kalk und 16 Kubikfuß Wasser.

Bei dem Baue der Brücke zu Morboué nahm man:

6	Theile	hydraulischen Kalk
12	„	Sand
11	„	Kieselsteine
4·75	„	Wasser

und erhielt 15·5 Theile Mörtel und 23·5 Theile Béton.

Diese 23·5 Theile Béton gingen durch das Versenken mittelst kleiner Kasten in 19 Theile zusammen.

Bei den Bétonirungen der Pfeiler der Neckarbrücke von Ladenburg hat man die Beobachtung gemacht, daß 26 Theile Material 18 Theile Béton gaben, und daß diese letzteren wieder nach der Versenkung durch den Trichter in 15 Theile zusammengingen.

Aus dem Obigen geht also hervor, daß 1) die einzelnen Bestandtheile des Béton für sich genommen ein größeres Volumen haben als nach ihrer Vermengung; 2) bei der Eintauchung und Versenkung der Mischung in das Wasser sich der kubische Inhalt wieder um ein Gewisses verkleinert, da einestheils der Druck des Wassers die in der Mischung enthaltenen Luftblasen heraustreibt und eine innigere Vereinigung der Materialien hervorbringt, anderntheils eine kleine Auswaschung der Masse nicht vermieden werden kann.

1 Kubikmeter versenkter Béton erfordert durchschnittlich 1·2 Kubikmetres trocknen Béton, 1 Kubikmeter trockner Béton erfordert 1·56 Kubikmetres Mischungstheile, und zwar für das Verhältniß von 3 Kalk, 1 Traß, 10 Sand und 15 Steine:

$$\frac{1{\cdot}56 \times 3}{29} = 0{\cdot}1612 \text{ Kalk}$$

0·1612	Kalk
0·0538	Traß
0·5380	Sand
0·8070	Steine
1·5600.	

Bedeutet daher allgemein:

V das Volumen des versenkten Bétons,

so ist 1·2 V trockner Béton erforderlich, und dieser verlangt 1·872 V Mischungstheile. Bei dem obigen Mischungsverhältniß von 3 : 1 : 10 : 15 wären daher erforderlich:

$$\frac{3 \times 1{\cdot}872}{29} \cdot V = \begin{array}{l} 0{\cdot}1936 \text{ V Kalk} \\ 0{\cdot}0645 \text{ V Traß} \\ 0{\cdot}6455 \text{ V Sand} \\ \underline{0{\cdot}9682 \text{ V Steine (zerschl.)}} \end{array}$$

zusammen wieder 1·8718 V.

§. 32.

Bereitung des Béton.

Der hydraulische Mörtel zu dem Béton wird entweder in Mörtelpfannen mit Hülfe der Schaufel und Krücke bereitet, oder bei großem Bedarfe, indem man sich der Thon- oder Göpelmühle bedient. Das Durcheinanderarbeiten des Mörtels und der Steine geschieht in der Regel ebenfalls in Mörtelpfannen und muß so lange fortgesetzt werden, bis alle Steine mit Mörtel umhüllt sind und die Masse eine durchaus gleiche Farbe zeigt. Die Mischung der Bestandtheile des Béton wird auch noch auf andere Arten bewerkstelligt. In Frankreich bediente man sich an manchen Orten eines sogenannten Schlotes; dieß ist ein aus Brettern gefertigter viereckiger Schlauch, in welchem sich vier schiefe einander entgegenstehende Ebenen befinden. Der Mörtel und die Steine werden abwechselnd oben eingeworfen und durch das Herabfallen von einer Ebene zur andern so vermengt, daß die an der untern Mündung des Schlotes heraustretende Masse als Béton verwendet werden kann.

Ein anderer Mengungsapparat, welcher bei den Festungsbauten in Paris angewendet wurde, ist durch die Fig. 18, 19, 20 angegeben. Eine etwas konische hölzerne Tonne ist an eine eiserne Axe befestigt, welche horizontal auf 2 Lagern ruht. Diese Tonne, in ihrem Innern mit eisernen Spitzen versehen, wird durch einen Pferdegöpel in Umdrehung gesetzt. An dem weiteren Ende der Tonne ist ein Boden. Der Mörtel und die Steine werden an der Mündung A der Tonne eingesetzt und durch das Drehen derselben vermengt; nach fertiger Vermengung wird der Béton durch die über dem Boden angebrachten verschließbaren Oeffnungen herausgelassen.

Ein sehr einfaches Verfahren der Mengung der Bestandtheile des Béton ist endlich das Hin- und Herziehen der Masse auf einem ebenen Bretterboden mit Hülfe von Schaufeln und Krücken oder Mörtelhauen; man bildet zuerst ein Lager von Mörtel, etwa für einen Kubikmeter Béton; über dieses Lager spreitet man die nöthige Menge Steine und wirft den Haufen mit der Schaufel auf, breitet ihn sodann mit der Haue wieder aus, wirft ihn wieder auf und so fort, bis die Mischung vollendet ist.

Der **Béton ist ein ausgezeichnetes Material für Gründungen unter Wasser, und wird in neuerer Zeit allerwärts mit Erfolg verwendet.** Die Art und Weise, wie derselbe unter das Wasser gebracht wird, ohne daß die Steine von dem Mörtel entblößt werden, wird später in der Lehre von den Gründungen angegeben.

In England ging man so weit, ganze Mauern, welche an die See stoßen, aus Béton (Concrete) herzustellen.

Architekt Th. Cooper zu Brighton machte den Vorschlag, die ganze Mauer an der östlichen Klippe zu Brighton aus Concrete in einzelnen Theilen zu gießen, und zwar in derselben Weise, wie der Pisébau in Frankreich seit undenklichen Zeiten ausgeführt wird. Hierauf folgte Ranger, der in zerlegbaren hölzernen Formen gewöhnliche Mauersteine und auch größere Blöcke aus Concrete machte. Der Admiralitäts-Architekt Taylor hatte ferner den Gedanken, die größten Kais- und Schiffswerftmauern aus den künstlichen Steinen nach Ranger's Methode aufbauen zu wollen. Er führte seine Idee aus, nur daß er, was unerläßlich war, die der See ausgesetzte Seite seiner Mauern in den Docks mit Granit bedeckte und schützte.

Sogar ein Gewölbe für Kasematten, 18 Fuß lang, 5 Fuß hoch und 6 Fuß dick, ward zu Woolwich gebaut und zwei Monate nach der Vollendung mit schwerem Wurfgeschütz geprüft; 13zöllige Bomben drangen nicht tiefer als einen Fuß in das Gewölbe.

Nach allen Erfahrungen kommt man übrigens zu dem Schlusse, daß Béton oder Concrete wohl zu Grundmauern ein vorzügliches Baumaterial ist, daß es aber für alle Frontmauern, die der Wirkung des Wassers, der Ebbe und Fluth ausgesetzt sind, verworfen werden muß.

§. 33.

Ursache der Erhärtung des hydraulischen Mörtels und des Béton.

Die Ursache der Erhärtung des Mörtels, insbesondere des hydraulischen, hat noch immer keine genügende Erklärung gefunden. Accum sagt: der gebrannte hydraulische Kalk ist eine innige Verbindung von vielem Kalk mit Kalkhydro-Silicat, Kieselerde und Thonerde, gewöhnlich sind auch kleine Antheile Eisenoxyd, zuweilen auch noch Manganoxyd, darin enthalten. Diese Kalkverbindung zieht Kohlensäure aus der Luft an und legt sich, den Gesetzen der Cohäsion gemäß, an die eingemengten Kieselkörner fest an, das überschüssige Wasser verdunstet nach und nach und die Verbindung aus Kalkhydro-Silicat, Kieselerde, Thonerde und Eisenoxyd (wenn solches gegenwärtig ist) kann, nach den Versuchen von John u. A., als das wahre erhärtende Cement in dieser Art Wassermörtel angesehen werden. Dieses Gemenge wirkt als ein Verkittungsmittel, um die steinharte Masse hervorzubringen. Die Kohlensäure spielt hier nur eine sehr untergeordnete Rolle; die Erhärtung beruht auf der Einwirkung der Kieselerde-Verbindung, denn dieser Wassermörtel enthält im steinharten Zustande äußerst wenig Kohlensäure, dagegen findet die Analyse darin: Kalkhydro-Silicat, Kieselerde, Thonerde und Kalk in einem solchen Verhältnisse, daß es scheint, als haben beide einen gewissen Sättigungspunkt erreicht.

In Berührung mit Wasser wird der in der Mörtelmasse enthaltene überflüssige Antheil von Aetzkalk durch die Einwirkung des Wassers aufgelöst, hinweggeführt und nur die unauflösliche Kieselverbindung, mit der von Kohlensäure

gesättigten Menge Kalk in dem geringsten Verhältnisse, in welchem dieselbe zur Zusammenkittung der Sandkörner zuträglich ist, bleibt zurück.

Ist dieses erfolgt, so kann das Wasser nur wohlthätige Wirkungen auf ihn ausüben, indem es den größten Theil des überflüssigen Kalkes fortführt.

Wenn daher das mit Wassermörtel aufgeführte Mauerwerk nicht unter Wasser gesetzt werden kann, so muß der Mörtel von Zeit zu Zeit mit Wasser begossen werden, bis er seine völlige Festigkeit erlangt hat. Eine bestimmte Menge Feuchtigkeit ist daher nothwendig, bis der Sättigungspunkt eingetreten ist, wo der Mörtel den möglichsten Grad der Härte erhalten hat und dadurch unfähig wird, mehr Wasser zu binden.

§. 34.

Widerstand des Mörtels gegen Zerdrücken.

Dieser Widerstand ist verschieden, je nach der Zusammensetzung und Bereitungsart des Mörtels.

Rondelet gibt folgende Resultate:

Bezeichnung des Mörtels.	Spezifische Gewichte.	Werthe der Festigkeit für 1 □ Centimet. Kil.
Mörtel aus Kalk und Flußsand	1·63	30·68
dito gepreßt	1·89	41·92
Mörtel aus Kalk und Grubensand	1·59	40·68
dito gepreßt	1·90	56·24
Cementmörtel	1·46	47·64
dito gepreßt	1·66	65·32
Mörtel mit zerschlagenen Kieseln oder Béton	1·68	29·32
Puzzolanmörtel	1·46	36·64
dito gepreßt	1·68	53·32
Alter Mörtel aus der Gegend von Rom	1·55	76·12

Diese Versuche wurden fünfzehn Monate nach der Bereitung des Mörtels angestellt.

Fünfzehn Jahre später, als man sie wiederholte, hatte die Festigkeit des Luftmörtels um etwa 1/8 und die Festigkeit des hydraulischen Mörtels um etwa 1/4 zugenommen.

§. 35.

Cohäsion des Mörtels.

Nach Vicat ist die Cohäsionskraft des Mörtels für einen Quadrat-Centimeter

für guten hydraulischen Kalk	12	Kil.
„ gewöhnlichen	10	„
„ hydraulischen Kalk von mittlerer Qualität	7	„
„ fetten Kalk	3	„
„ sehr guten hydraulischen Mörtel	1·5	„
„ guten hydraulischen Mörtel	9·6	„

für gewöhnlichen . . . . 6·0 Kil.
„ guten Luftmörtel . . . . 3·6 „
„ schlechten . . . . 1·5 „

Alle diese Kalke und Mörtel waren ein Jahr alt.

§. 36.

Widerstand des Mörtels gegen seitliche Verschiebung.

Nach Boistard ist die Kraft, womit der Mörtel dem Abgleiten widersteht, der Fläche proportional und kann für 1 Quadrat-Centimeter Luftmörtel zu 0·696 Kil. 1 Quadrat-Centimeter hydraulischer Mörtel zu 0·37 Kil. angenommen werden.

§. 37.

Gyps.

Der schwefelsaure Kalk gibt, wenn er einer gewissen Hitze ausgesetzt wird, gebrannten Gyps.

Das Brennen des Gypses geschieht in Oefen, die denjenigen ähnlich sind, welche zum Brennen der Backsteine mit Holzfeuerung dienen.

Da der gebrannte Gyps aus der Luft die Feuchtigkeit einsaugt und dadurch verdirbt, so muß er so frisch als möglich benützt werden.

Bei der Verwendung wird der Gyps gemahlen und mit Wasser zu einem mehr oder minder dicken Brei angemacht, je nach dem Gebrauche, den man von dem Gypse machen will. In der Regel nimmt man eben so viel Wasser als Gyps. Beim Anmachen des Gypses hat man übrigens die Vorsicht zu gebrauchen, daß man zuerst die nöthige Quantität Wasser in das Gefäß bringt und dann den Gyps hinzuthut.

Der Gypsbrei oder Gypsmörtel hat die Eigenschaft, daß er an Holz und Steinen klebt; man darf ihn jedoch nur im Trockenen verwenden, etwa zum Verstreichen der Fugen, zum Ziehen von Gesimsen, zu Stukkaturarbeiten ꝛc.

§. 38.

Kitte.

Sie werden entweder als Bindemittel oder Bekleidung gegen den Angriff des Wassers gebraucht.

Asphalt.

Mit diesem Namen bezeichnet man in der Regel eine Mischung von Mineral-Theer mit gepulvertem bituminösem Kalkstein. Der Mineral-Theer wird durch Auskochen eines Molassesandsteines, der von dem Theere stark durchdrungen ist, in Wasser gewonnen. Der bituminöse Kalkstein enthält 3 bis 15 Procente Bitumen nebst Thon und andern Beimengungen. Beide Mineralien findet man in einigen Gegenden der Schweiz und Frankreich. Das Verhältniß, in welchem man Steine und Theer mischen muß, kann nur durch Versuche bestimmt werden.

Der Asphalt wird in neuerer Zeit häufig angewendet, entweder zur Bedeckung flacher Dächer, oder zum Belag von Trottoirs an Straßen und auf Brücken; als Kitt, um größere Steine zu verbinden, oder als Schutzmittel für Holz.

Aus vegetabilischem Theer, Pech und andern harzigen Substanzen mit Bleiglätte, Ziegelmehl, Kalksteinpulver u. dergl. hat man auch Steinkitte bereitet; z. B. zum Verkitten von Sandsteinfugen:

8 Theile pulverisirte Silberglätte,
3 „ Ziegelmehl,
1 „ gepulverten Quarz

mit Leinöl zu einer steifen Masse vermengt;

oder 1 Theil Pech,
$1/2$ „ Colophonium,
$1/2$ „ Bleiglätte,
$1/5$ „ Ziegelmehl

bei gelindem Feuer durcheinander gerührt.

Ein Kitt, um Eisen in Stein zu befestigen, ist:

1 Theil hydraulischer Kalk,
2 „ Ziegelmehl,
$1/2$ „ Eisenfeilspäne

mit Leinöl zusammengemengt.

Statt dessen nimmt man auch Gypsmörtel und Eisenfeilspäne.

Einen Eisenkitt kann man folgendermaßen zusammensetzen:

40 Theile Dreh- oder Bohrspäne von Gußeisen,
1 „ salzsaures Amonium,
$1/2$ „ Schwefel

mit etwas Wasser angemacht.

Ein dampfdichter Kitt besteht aus:

2 Theilen Bleiglätte,
1 „ feingesiebtem Flußsand,
1 „ feinem Kalkpulver (gebrannter Kalk mit wenig Wasser)

mit Leinöl angemacht.

---

3. Bauholz.

Die Hölzer werden bei Bauwerken entweder als wesentliche Bestandtheile derselben oder bloß als Mittel zur Ausführung betrachtet. Als wesentliche Bestandtheile dienen sie zur Erbauung hölzerner Brücken und Pfahlwerke; ferner zu einer großen Menge von Bauten, bei denen sie die Stelle des Mauerwerkes vertreten; zur Construction von Dachstühlen, Treppen u. s. w.

Als Mittel zur Ausführung werden die Hölzer angewendet, um damit Gerüste, Rüstbögen, Nothbrücken, Fangdämme herzustellen, und ihr Gebrauch ist in der Baukunst eben so häufig als unentbehrlich.

Zur möglichsten Ersparung des Holzes ist es nöthig:

1) daß die Holzconstructionen im Allgemeinen aus gesunden Hölzern bestehen;

2) daß die Stücke auf die vortheilhafteste Weise angeordnet,

3) endlich daß ihre Abmessungen nach dem Widerstande, den sie zu leisten haben, berechnet seien.

Die Waldbäume, welche Bau- und Werkholz liefern, werden eingetheilt in Laubhölzer und Nadelhölzer.

§. 39.

Laubhölzer.

Die Blätter der Laubhölzer sind mehr oder minder breit, deutlich gerippt, fallen im Herbste oder Winter ab, und werden im Frühlinge durch neue ersetzt.

Die Stämme dieser Hölzer sind im Allgemeinen nicht so regelmäßig und nicht so kreisförmig gerundet, als jene der Nadelhölzer; sie nehmen von der Wurzel an meist schnell, höher hinauf aber nur langsam ab, und sind meist unter spitzen Winkeln in große Aeste getheilt.

Die in Deutschland zum Bauen in Anwendung kommenden Holzarten sind:

Die Eiche. Sommereiche, Stieleiche.

Die Eicheln hängen an langen Stielen zu 2 bis 3 mit einander verbunden und ihre Gestalt ist beinahe walzenförmig. Das Holz hat eine bräunlichrothe Farbe; es ist zähe, fest, läßt sich leicht spalten und sehr glatt bearbeiten. Der Baum wird 30 — 36 Mtr. hoch mit einer Stärke von 0·6 bis 1·8 Mtr. und darüber; er liefert ein vortreffliches Bauholz, das selbst abwechselnde Nässe und Trockenheit gut verträgt und unter Wasser eine fast unzerstörbare Dauer zeigt.

Auch zum Schiff- und Maschinenbau ist es gut geeignet.

Die Winter- oder Steineiche.

Sie trägt kleine in Büscheln von 3, 4 und 5 vereinigten Eicheln. Farbe des Holzes röthlichbraun. Die Wintereiche liefert ein schwereres Holz wie die Sommereiche; sie ist härter, aber minder gerade; die Fasern sind oft gewunden und durch Knoten unterbrochen, weßhalb das Holz schwer zu verarbeiten ist. Der Stamm erreicht eine Höhe von 24—36 Mtr. bei einer Stärke von 0·6—2·1 Mtr.

Als Baumaterial ist das Holz der Wintereiche gleich gut mit dem der Sommereiche.

Die Rothbuche.

Der Stamm erreicht eine Höhe von 24 — 30 Mtr. bei einer Stärke von 0·45 — 0·9 Mtr. Die Farbe des Holzes ist weiß, später röthlichbraun. Für die Baukunst ist das Holz von geringem Werthe, es wird nur bei Wasserbauten zu Grundpfählen mit einigem Erfolge angewendet, muß aber dann grün und saftig sein, damit es sich nicht krumm ziehe.

Die Kastanienbuche

ist ein in Deutschland noch wenig verbreiteter Baum, welcher als Bauholz wie die Eiche benutzt werden kann.

Die Weißbuche

ist nur von beschränkter Anwendung in der Baukunst, da das Holz derselben sich nur im Trockenen hält. Am häufigsten wird es zum Maschinenbau und zur Fertigung von mancherlei Geräthen und Werkzeugen benutzt.

Die gemeine Erle.

Das Holz der Erle ist nicht sehr hart und zähe, es hat breite faserige, kleine Spiegelfasern, ungleichförmiges Gefüge und ist jung meist von weißer, im reifern Alter aber von röthlichbrauner Farbe. Die Erle erreicht in 40 bis 60 Jahren eine Höhe von 1·5 — 1·8 Mtr. bei einer Stärke von 0·36 — 0·48 Mtr.

Als Bauholz ist die Erle im nassen Boden, und wenn sie beständig unter Wasser steht, sehr vorzüglich, wird daher mit gutem Erfolge zu Grundpfählen &c. angewendet. Im Trocknen ist das Erlenholz zum Bauen ganz untauglich.

Die weiße Erle liefert Holz zu Schreinerarbeiten.

Die Ulme findet nur beim Maschinenbau ihre Anwendung.

Die Esche, Linde, Birke, Pappel, Weide sind Bäume, welche zum Bauen selten verwendet werden können, da das Holz zu weich ist.

Nur beim Faschinenbau sind die Pappeln und Weiden von größerem Werthe.

§. 40.

Nadelhölzer.

Die spitzigen dunkelgrünen Nadeln dieser Hölzer fallen nicht, wie es bei den Laubhölzern der Fall ist, einmal im Jahre ab, sondern sie verlieren sich nach und nach und werden sogleich wieder durch andere ersetzt. Der Lerchenbaum macht allein eine Ausnahme davon. Die Nadelhölzer haben gewöhnlich einen sehr geraden, gleichförmigen, nach oben verjüngten Wuchs und schwache Aeste. Zu dieser Gattung gehören:

Die Weißtanne, Silbertanne.

Das Holz dieses Baumes ist fein, langfaserig, von reiner, weißer in's Gelbliche spielender Farbe. Die Weißtanne erreicht eine Höhe von 42—51 Mtr. bei 0·9 — 1·5 Mtr. Durchmesser am Stammende.

Im Trocknen dient sie zu allen Arten von Bauholz, Balken, Sparren, Bohlen.

Im Wechsel von Trockenheit und Nässe zeigt sie nur geringe Dauer.

Die Kiefer.

Das Holz der Kiefer hat sehr starke Jahresringe; jung ist es gelb mit weißem Splint, reif aber röthlich gefärbt, es gehört zu den härtesten Nadelhölzern, ist ziemlich elastisch, aber spröder als Fichtenholz.

Der Stamm erreicht eine Höhe von 24—36 Mtr. bei einer Stärke von 0·6—0·9 Mtr.

Beim Bauen dient die Kiefer mit Nutzen zu Balken, Sparren, Schwellen, Bohlen und besitzt auch an feuchten Orten und im Wasser eine beträchtliche Dauer.

Die Weymuthskiefer ist in Deutschland selten. Sie liefert Schiffsmasten und Segelstangen und ist im Trocknen ein gutes Bauholz.

Die gemeine Fichte oder Rothtanne.

Das Holz ist von röthlichgelber Farbe. Der Stamm erreicht eine Höhe von 24—30 Mtr. bei 0·6—0·9 Mtr. Durchmesser. Als Bauholz im Trocknen und immer unter Wasser stehend gewährt die gemeine Fichte eine lange Dauer.

Die Weiße Fichte findet sich in Deutschland nur sparsam, sie wird wie die Weißtanne benutzt.

Die Lerche, das festeste unter allen Nadelhölzern, ist reif von bräunlichtrother, auch gelblicher Farbe, mitunter geflammt. Im sechszigsten bis hundertsten Jahre liefert die Lerche 24—30 Mtr. hohe Stämme von 0·6 bis 0·9 Mtr. Dicke. Die Lerche liefert ein in Luft, Erde und Wasser außerordentlich dauerhaftes Bauholz, widersteht dem Wechsel von Nässe und Trockenheit und wird deshalb bei Land- und Wasserbauten mit gleich gutem Erfolge angewendet.

§. 41.

Kennzeichen eines gesunden Baumes, der noch auf dem Stamme steht, besonders bei Laubhölzern.

Diese Kennzeichen sind folgende:

1) Ein kraftvolles, frisches, üppiges Ansehen aller einzelnen Theile, und frisch aussehende, regelmäßig dichte Kronen, ohne blätterlose dürre Zweige.

2) Ein lebhaft grünes, vollkommen ausgebildetes Laub, vorzüglich am äußersten Ende der Krone, und spätes Abfallen des Laubes im Herbst.

3) Ein gerader Wuchs, vorzüglich bei Nadelhölzern — bei Laubhölzern nur eine sanfte Krümmung, und nirgend auffallend schnell abnehmende Dicke des Stammes, bei jungen und mittelmäßig starken Bäumen eine glatte, frische und ziemlich gleichfarbige Rinde und Abwesenheit von Moosen, Flechten ꝛc. Bei älteren Stämmen, deren Rinde gröber und dicker ist, ein saftiges reines und lebhaftes Ansehen der Grundfläche zwischen den Furchen der Rinde.

4) Ein heller Klang, wenn der Baum auf der Südseite an einer von der Rinde entblößten Stelle mit einem hölzernen Schlegel stark angeschlagen wird.

§. 42.

Kennzeichen eines fehlerhaften Baumes.

1) Eine zusammengedorrte, runzelichte, gespaltene und mit vielen Querrissen durchschnittene Rinde, welche sich unten, gegen die Wurzel zu, leicht abbrechen läßt. Unvollkommen ausgebildete, blaßfarbige Blätter, eine abgestorbene dürre Krone und gewöhnlich frühes Abfallen der Blätter.

2) An Nadelhölzern, Narben, Harzbeulen, Erhöhungen auf der Rinde am Stamme, die zuweilen mit kleinen Reisern besetzt sind; Spuren kleinerer oder größerer Spalten und Höhlungen zwischen den Theilungen der Hauptäste. Eine widernatürliche, verkrüppelte Form des Baumes.

§. 43.

Fehler des Holzes.

Die Fehler des Holzes werden in der Baukunst unter folgenden Benennungen bezeichnet: als eisklüftiges, knorriges, kernschäliges, krummfaseriges, wurmstichiges, endlich überständiges Holz.

Das Holz ist eisklüftig, wenn man im Querschnitte des Stammes strahlen-

förmige von dem Mittelpunkte nach dem Umfange auslaufende Spalten wahrnimmt.

Das Holz ist knorrig, wenn es von einem Baume kommt, der auf seinem Stamme eine große Menge Zweige hatte.

Die Kernschäligkeit wird leicht an den concentrischen Spalten erkannt, welche die Jahresringe des Holzes trennen und mit welchen die Spalten gleichlaufen.

Krummfaseriges Holz ist jenes, dessen Fasern durch unregelmäßig dazwischen liegende Knoten, die jene unterbrechen, in Unordnung gebracht sind. Es ist ebenso unbrauchbar, wie gewundenes oder gedrehtes Holz, in welchem die gewöhnliche Ordnung der Anlage der Längen- und Querfasern gestört ist.

Die Wurmstichigkeit zeigt verschiedene Grade der Fäulniß des Holzes an; das Holz ist wurmstichig, wenn es von den Würmern durchbohrt ist.

Ueberständiges Holz ist jenes, welches, nachdem es lange Zeit abgenommen hat, auf dem Stamme abgestorben ist.

Die Zerstörung des Holzes beginnt in diesem Falle im Mittelpunkte des Stammes; die Fasern trennen sich und das Holz hat keine Kraft mehr.

§. 44.

Fällen des Bauholzes.

Das Fällen der Bäume zu Bauholz soll erst dann geschehen, wenn dieselben vollständig ausgewachsen sind, es ist bei den meisten Waldbäumen zwischen dem fünfzigsten und hundertsten Jahre; sobald die Bäume einmal Zeichen von Abnahme geben, erhält man schon ein weniger festes und weniger dauerhaftes Holz.

Im Allgemeinen sollen die Bäume nicht gefällt werden, wenn sie im Safte stehen, weil alsdann das Austrocknen des Holzes längere Zeit braucht und auch die Fäulniß desselben begünstigt wird.

Der Spätherbst und der Nachwinter eignen sich am besten zum Fällen der Bäume.

Die Fällung der Bäume geschieht entweder durch Abhauen mit der Axt, so nahe wie möglich über dem Boden; durch Ausgraben mit der Wurzel, oder durch Absägen. In der Regel wählt man letzteres Verfahren, weil man dabei durch Anwendung von Keilen dem Baum beim Fallen diejenige Richtung geben kann, in welcher er den benachbarten Bäumen am wenigsten Schaden zufügt.

Bei den gefällten Laubhölzern ist es nothwendig, die Rinde sobald als thunlich abzuschälen, weil dieselbe den Angriff der Insekten begünstigt. Nadelhölzer dürfen dagegen, so lange sie noch frisch sind, nicht entrindet werden, weil sonst der für die Dauerhaftigkeit des Holzes nöthige Harzgehalt sich vermindern würde, oder auch ganz verloren ginge.

§. 45.

Dauer der Hölzer und Mittel, dieselbe zu verlängern.

Standort, Alter, Fällzeit und die Art der Verwendung haben auf die Dauer des Holzes bedeutenden Einfluß.

Die Erfahrung hat gelehrt, daß Holz, welches nicht der abwechselnden Einwirkung der Luft und Feuchtigkeit ausgesetzt ist, ungleich länger hält, als wenn dieß der Fall ist.

Holz, welches immer unter Wasser bleibt, hält sich auf unbegränzte Zeiten.

Es kann angenommen werden, daß die Eiche etwa 30 bis 40 Jahre, die Kiefer 15 bis 20 Jahre lang der stets abwechselnden Einwirkung von Feuchtigkeit und Trockenheit widersteht.

Auch feuchtes Erdreich zerstört die meisten Holzarten in kurzer Zeit.

Die Dauer eines in die Erde gegrabenen Pfahles hängt nicht allein von der Güte des Holzes, sondern auch von der Beschaffenheit des Grundes ab. In allen dichten Erdarten, wie Lehm, hält sich das Holz besser, als in lockern, wie etwa in Garten-, Acker- oder Dammerde.

Versuche, welche über diesen Gegenstand angestellt wurden, haben ergeben, daß das Anbrennen der Pfähle und das öftere Bestreichen der gebrannten Stelle mit vegetabilischem oder Mineraltheer das beste und wohlfeilste Mittel zur Vermehrung der Dauer des in die Erde gesetzten Holzes ist.

Das bloße Anbrennen der Pfähle oder das Bestreichen mit Oelfarbe vermehrt die Dauer nicht merklich.

Eine Hauptregel für alle Holzconstructionen ist die, stets nur trockenes Material zu verwenden, indem, wenn dieß nicht geschieht, durch das Austrocknen ein Schwinden und Reißen des Holzes eintritt, und dadurch oft gewisse Theile der Construction völlig nutzlos werden, manchmal auch das ganze Zimmerwerk in Zerfall geräth.

Das Austrocknen des Holzes geschieht am besten, indem man es längere Zeit bedeckt der freien Luft aussetzt; nur beim Schiffsbau ist es gebräuchlich, das Holz in Dampf auszulaugen, weil dadurch die Holzfasern erweicht werden und sich die Stücke besser krümmen lassen.

Da das Holz eines Stammes nicht gleichartig ist, so trocknen die inneren Lagen weniger schnell, als die äußeren, mit der Luft in Berührung kommenden Theile.

Dieß ist der Grund, warum Rundholz, welches viel Splint hat und schnell getrocknet wird, der Länge nach aufreißt. Der schwammige Splint zieht sich so stark zusammen, daß er den Kern nicht mehr umfassen kann.

Halbholz krümmet sich gegen die Seite hin, wo der wenigste Splint ist; es sollte deshalb nie aus frischen Stämmen geschnitten werden.

Im Allgemeinen hat man bei allen Hölzern einer Construction darauf Rücksicht zu nehmen, ob sie meist aus dem Kern oder aus dem Splint geschnitten sind, z. B. bei Unterzügen sollte diejenige Seite, welche den meisten Kern hat, nach oben kommen; Bohlwerkspfähle werden so gestellt, daß die kernigste Seite dahin gerichtet ist, wo der Druck herkommt.

Ueber die Conservirung der Hölzer, d. h. die Art und Weise, wie Bauholz vor zu früher Fäulniß geschützt werden kann, wurden schon sehr viele Versuche angestellt.

Bethell imprägnirte das Holz mit Theeröl, Bournet wendete eine Auflösung von Chlorzink an, nach Kyan wird das Holz in einer Auflösung Doppelchlor-

quecksilber gesättigt. In England imprägnirt man nach der Methode von Payne das Holz durch Metallsalze, wodurch alle Hohlräume desselben mit einem unlöslichen Körper ausgefüllt werden. Bougerie läßt eine Kupfervitriollösung in das Holz eindringen, indem er es anbohrt und von dem Bohrloche aus eine Röhre in den Laugetrog gehen läßt, oder auch nur einfach die Hölzer mit dem Stammende in einen Behälter mit Lauge stellt.

Das allerneueste Verfahren beruht darauf, daß man die Hölzer in der Zink- oder Kupfervitriollösung kocht und zwar, indem man sich entweder nur der Vorwärmeapparate bedient, wie solche auch auf Eisenbahnstationen schon allerwärts angetroffen werden, oder ähnliche Einrichtungen trifft, mittelst welchen die Lauge durch Dampf kochend gemacht wird.

§. 46.

Kyanisiren der Hölzer.

Es ist nachgewiesen, daß das zellenförmige Gewebe des Holzes, außer andern unmittelbaren Grundstoffen, stets auch noch eine ungemein leicht zerstörbare stickstoffhaltige Materie in sich faßt, und daß sowohl dieses Zellengewebe wie auch die Holzfaser die Eigenschaft besitzen, in ihrer Berührung mit einem stickstoffhaltigen Körper unter Zutritt von Luft und Wasser in Gährung überzugehen, d. h. zu verfaulen.

Hieraus folgt, daß es sich bei der Frage über die Erhaltung der Hölzer hauptsächlich darum handelt, die eben erwähnte im Zellengewebe sich vorfindende stickstoffhaltige Substanz unschädlich zu machen.

Metallsalze sind nun am besten fähig, in ihrer Verbindung mit stickstoffhaltigen Substanzen dem Verwesen der Körper Einhalt zu thun. Darunter eignen sich vorzüglich, als direkte Verbindungen eingehend: das Quecksilbersublimat, dann die Verbindungen von Kupfer, Eisen, Zink und Mangan mit Schwefel oder Salzsäure, welche, da sie alle krystallinischer Natur, d. h. im Wasser löslich sind, auf die entsprechendste Weise als Laugen in das Innere der Hölzer eingebracht werden können.

Hierauf gestützt, schlug Kyan vor, die Hölzer der Einwirkung einer Lauge auszusetzen, welche eine Auflösung von Doppelchlorquecksilber ist, einer Masse, welche aus 2 Theilen Chlor und einem Theile Quecksilber besteht, die man einfach mit dem Namen Sublimat bezeichnet.

Die Erfahrungen, welche man in England machte, haben nachgewiesen, daß das Gehalts-Verhältniß von 1 Pfund Sublimat mit 15 Gallonen Wasser das Vortheilhafteste ist.

Dieß ist auch gleich mit 1 Pfund oder ½ Kil. Sublimat auf 150 Pfund oder 75 Kil. Wasser.

Der zum Kyanisiren der Hölzer nöthige Apparat ist auf Taf. I. Fig. 23 abgebildet; er besteht aus dem Einlaugetroge A, dem Mischungstroge B, einer Tonne C zur Bereitung der Lauge und einer gewöhnlichen hölzernen Pumpe D.

Die Construction des Einlaugetroges ist so anzuordnen, daß bei vollkommener Wasserdichtigkeit die Lauge mit den vorhandenen Eisentheilen nicht in Be-

rührung kommen kann, indem sonst eine Zersetzung des Sublimats stattfände. Bei der Kyanisirung der Hölzer für die badische Eisenbahn erhielt der Einlaugetrog 9·3 Mtr. Länge, 1·3 Mtr. Höhe und 2·5 Mtr. Breite.

Der Mischungstrog wird ganz so construirt, wie der Einlaugetrog; er muß so gestellt werden, daß die Lauge mittelst Hahnen aus demselben in den Einlaugetrog, und vermittelst der Pumpe aus dem letztern in den ersten gebracht werden kann. Für einen Einlaugetrog von eben angegebenen Dimensionen muß der Mischungstrog 8·4 Centim. oder 31·2 Kubikfuß Flüssigkeit aufnehmen.

Die Mischungstonne ist eine starke in Eisen gebundene eichene Tonne, welche oben mit einem gut schließenden Deckel versehen ist, in dessen Mitte sich eine runde Oeffnung befindet, durch welche der Stiel eines Stößers geht. Außer dem Stößer sind noch einige Spateln von hartem Holze erforderlich.

Für obigen Mischungstrog von 8·4 Kubikm. Inhalt muß die Tonne etwa 1·5 bis 1·8 Hectolit. Flüssigkeit halten.

Die Pumpe ist eine ganz gewöhnliche Saugpumpe, deren Bestandtheile kein Eisen enthalten dürfen.

Außer diesen Theilen ist noch ein Gehaltsmesser nöthig, welcher in einer eingetheilten Glasröhre besteht und auf das Verhalten des Jodkaliums zum Doppelchlorquecksilber gegründet ist. Eine Lösung von Jodkalium fällt aus der Lösung von Doppelchlorquecksilber das Quecksilberoxyd als einen rothen Niederschlag, welcher sich durch fortgesetztes Zusetzen von Jodkalium augenblicklich wieder in eine helle farblose Flüssigkeit auflöst.

Bei dem Laugen müssen die Hölzer so gelegt werden, daß sie weder sich selbst noch den Trog berühren, was durch das Dazwischenbringen von Latten erreicht wird. Der Trog selbst muß sorgfältig bedeckt bleiben.

Was die Bereitung der Lauge betrifft, so muß die krystallinisch feste Masse des Sublimats in der Tonne mit dem Stößer zu einem möglichst feinen Pulver zerstoßen werden.

Um das Stäuben zu verhüten, gießt man kleine Quantitäten Wasser zu. Dem Pulver wird nun siedendes Wasser, etwa 0·36 Hectolit. per Kil., unter tüchtigem Umrühren zugesetzt, sodann die Lösung durch einen mit Zwilch ausgeschlagenen Korb in den Mischungstrog gegossen und unter tüchtigem Umrühren wieder so lange Wasser zugesetzt, bis der Gehaltsmesser den vorgeschriebenen Grad der Verdünnung zeigt. Zur ersten Lauge ist der Bedarf von Sublimat größer, wie zu den folgenden, weil zu diesen die erste immer wieder verwendet werden kann.

Für den oben angegebenen Apparat zur Kyanisirung der Querschwellen der badischen Bahn war der Bedarf für die erste Lauge auf 5600 bad. Maas oder 84 Hectolit. Wasser 112 Pfund oder 56 Kil. Sublimat; für jede folgende Lauge 40 Pfund oder 20 Kil.

Ehe man das Sublimat verwendet, ist es nöthig, die Güte desselben zu prüfen. Diese Prüfung geschieht entweder mit den bekannten Reagentien, oder wenn diese nicht vorhanden sind, indem man eine kleine Quantität des Materials auf einem Eisenblech einem gelinden Feuer aussetzt, wodurch es völlig verschwinden muß.

Was die Einlaugezeit betrifft, so genügen 2 Tage für je drei Centimet. Dicke der Schwellen. Nach der Einlaugungszeit wird die Lauge aus dem Einlaugetrog in den Mischungstrog gepumpt, und die Hölzer werden herausgenommen und getrocknet, wozu noch 14 bis 20 Tage erforderlich sind.

Da das Quecksilbersublimat ein sehr heftiges Gift ist, so muß bei der ganzen Operation die größte Vorsicht beobachtet werden.

Die Dauer des kyanisirten Holzes ist nach den im Großherz. Baden gemachten Erfahrungen mindestens die Doppelte des nicht kyanisirten.

§. 47.

Imprägnirung des Holzes durch Metallsalze oder Metallisirung der Hölzer.

Wenn auch das kyanisirte Holz lange Zeit der Einwirkung von Feuchtigkeit und Nässe widerstehen kann und seine Dauer wesentlich verlängert wird, so kann doch der Fall eintreten, daß die im Innern und hauptsächlich an der Außenseite des Holzes als Ueberschuß vorhandene Ablagerung des Salzes durch ein allmähliges Aus- und Abwaschen daraus entfernt und ein Theil des Zellengewebes von Neuem dem Angriff äußerer schädlicher Einwirkungen blosgestellt wird, indem ein einfaches Metallsalz im Wasser löslich ist.

Um dieß zu vermeiden, ist es nöthig, die Einlaugung des Holzes durch ein zweites Metallsalz zu vervollständigen, welches, in Verbindung mit dem erst eingebrachten, sowohl die Hohlräume als auch die äußere Oberfläche des Holzes mit einem im Wasser unlöslichen Niederschlage überzieht.

Diese Vervollkommnung der Einlaugung der Hölzer wurde zuerst in England von Payne vorgeschlagen und mit gutem Erfolge ausgeführt.

In neuester Zeit hat man auch in Deutschland diese Imprägnirung für Eisenbahnquerschwellen vorgeschlagen und zum Theil in Ausführung gebracht*).

Die Imprägnirung besteht der Reihe nach in Folgendem:

1) Einlage des im Winter gefällten und gut getrockneten Holzes in einen luftdicht verschlossenen Cylinder.

2) Einlassen von Wasserdampf in den Cylinder zur Entfernung der Luft aus demselben.

3) Condensirung des Wasserdampfes wegen Herstellung eines luftleeren Raumes.

4) Einlassen der ersten Lauge zum Behufe der etwa eine Stunde dauernden Imprägnirung durch einen Druck von 4 Atmosphären, bewirkt mittelst einer Handdruckpumpe.

5) Ablassen der Flüssigkeit aus dem ersten Cylinder.

6) Herausnahme und vorläufige Schnelltrocknung des Holzes.

7) Einlage des Holzes in einen zweiten Cylinder, wo es dann bei der zweiten Imprägnirung ebenso behandelt wird, wie bei der ersten.

---

*) Zeitschrift des österreichischen Ingenieurvereins Nro. 2. Jahrgang 1849.

8) Herausnahme des Holzes und allmählige Trocknung desselben, vorerst einige Tage in gedeckten Räumen, alsdann im Freien.

Für die erste Lauge verdienen von allen schwefelsauren Metalloxyden Mangan- und Eisenvitriol den Vorzug. Zu 5, oft auch nur zu 10 Kil. Wasser kommt ½ Kil. Mangan- oder Eisenvitriol.

Für die zweite Lauge, welche mit der ersten verbunden unlösliche Niederschläge gibt, dienen Schwefelcalcium und Schwefelbarium. Nehmen wir z. B. schwefelsaures Mangan und Schwefelcalcium, so gibt dieß Gyps und Schwefelmangan, welche im Wasser unlöslich sind. Zu 5 Kil. Wasser gehören 0·325 Kil. Schwefelcalcium.

Die Zeichnung Taf. I. Fig. 21 und 22 zeigt einen Imprägnirungsapparat, wie er von Ingenieur Pollack für die Imprägnirung der Eisenbahnquerschwellen der österreichischen Staatsbahnen vorgeschlagen wurde. Fig. 21 ist der Aufriß, Fig. 22 der Grundriß des Apparats.

C gußeiserner Cylinder für die Imprägnirung des Holzes mit schwefelsaurem Mangan.
b b, untere und obere Bütten zur ersten Aufnahme der obengenannten Lauge.
r kleines Reservoir mit concentrirter Lauge aus schwefelsaurem Mangan.
C, Cylinder für die Imprägnirung des Holzes mit einer Auflösung aus Schwefelcalcium.
b,, b,,, untere und obere Bütten für diese Lauge.
r, kleines Reservoir für concentrirte Lauge aus Schwefelcalcium.
r,, Reservoir zur Reinigung des aus Gasfabriken gewonnenen Schwefelcalciums.
p p Handdruckpumpen für die Cylinder C C,.
R Wasserreservoir zur Speisung aller Bütten und des Dampfkessels K sowie zur Condensirung des Wasserdampfes in den Cylindern C C,.
M Dampfmaschine für die Wasserpumpe N.
s Schornstein des Dampfkessels.

Die Condensation des Dampfes in den Cylindern C und C, wird dadurch am besten bewerkstelligt, daß man jeden Cylinder mit einer Mantelhülle umgibt, alsdann in den Raum zwischen dieser und dem Cylinder kaltes Wasser leitet, welches nach erfolgter Condensation durch ein Rohr abgeleitet wird.

Pollack berechnet die Kosten für einen solchen Apparat auf etwa 20,000 Frcs., die Kosten für das Imprägniren einer Querschwelle zu 15·5 Kreuzer oder 0·55 Frcs. Bei der Annahme, daß eine imprägnirte eichene Schwelle die doppelte Dauer gewährt von einer nicht imprägnirten, wird eine Kapital-Ersparniß von 40 Procent angegeben, wenn die Anzahl der nöthigen Querschwellen 800,000 und die einfache Dauerzeit 5 Jahre ist.

§. 48.

Conservirung der Hölzer nach Bougerie*).

Das Verfahren, welches Bougerie bei der Präparirung der Schwellen für die Eisenbahn von St. Quentin anwendete, wahr folgendes: buchene Stämme,

*) Annales des ponts et chaussées. 1850. März und April.
Dingler's Journal 2. Juliheft 1852.

aus welchen je 2 bis 4 Schwellen gemacht werden können, wurden horizontal auf 3 Keile gelegt, von welchen einer unter der Mitte, die beiden andern unter den Enden waren, Taf. I. Fig. 24 und 25. An dem Theilungspunkte in der Mitte des Stammes wurde ein Sägeschnitt gemacht, der sich auf $^9/_{10}$ des Querschnitts erstreckte; der in der Mitte liegende Keil wurde hierauf angetrieben, so daß der Sägeschnitt nach oben sich öffnete und das Eindringen eines aufgedrehten Stück Seils bis auf den nicht zersägten Theil des Stammes gestattete. Die beiden Enden des Seils wurden empor gehoben und oben gekreuzt, wobei man Sorge trug, daß das Seil im Sägeschnitt einige Millimet. von der äußern Fläche des Stammes sich hielt. Wurde dann der mittlere Keil entfernt, so sank der Stamm in der Mitte etwas herab und die Fuge schloß sich ringsum ganz dicht zu. Nun wurde ein Bohrloch von oben in schiefer Richtung bis auf den Sägeschnitt getrieben, Fig. 26, und eine Ausfütterung von Holz oder Metall hineingesteckt, an welche ein Schlauch von wasserdichtem Stoffe angebracht werden konnte, der mit seinem andern Ende mit einer Rinne in Verbindung stand, die mit Kupfervitriolauflösung angefüllt war. Fig. 24.

Man begreift leicht, wie auf diese Weise die Flüssigkeit in den leeren Raum der Schnittfuge und von dieser in die beiden anstoßenden Theile des Stammes gebracht werden konnte. Andere Rinnen, unter den Enden der parallel nebeneinander gelagerten Hölzer und unter den Sägeschnitten angebracht, nehmen die Flüssigkeit auf, welche durch das Holz gedrungen war, sowie diejenige, welche durch schlecht verwahrte Fugen verloren ging, und führen dieselbe in einen untern Behälter A, Fig. 24, von welchem sie mittelst einer Pumpe in den obern Behälter gehoben wurde, um von da aus noch einmal unter Beobachtung des richtigen Grades der Concentrirung zum Imprägniren verwendet zu werden.

Um das Zufließen der Flüssigkeit bei einem Stück zu verhindern, dessen Präparirung vollendet war, klemmte man den Schlauch mittelst eines an einem Ende gespaltenen Holzes, dessen beide Theile mit einem Faden zusammengehalten wurden; auf diese Weise konnte man, ohne daß die Flüssigkeit verloren ging, das präparirte Stück wegnehmen und durch ein anderes ersetzen.

Später suchte Bougerie das Verfahren zu verbessern, was ihm dadurch gelang, daß er für die obere Rinne, welche die Flüssigkeit zuführte, eine geschlossene Röhre anwendete, welche entweder an den Köpfen der zu imprägnirenden Hölzer vorüberging, wie Fig. 27, oder unterhalb der Mitte der Holzstücke in den Boden vergraben war und von einem hinlänglich hochliegenden Behälter gespeist wurde, so daß die Flüssigkeit mit dem gewünschten Drucke mittelst biegsamer Röhren von Kautschuk von dem Speiserohr in den Sägeschnitt gelangen konnte. Fig. 27 und 28.

Das so eben beschriebene Verfahren ließ sich nicht bei Stämmen anwenden, welche in ihrer ganzen Länge verwendet werden, und Bougerie hat daher bei denselben bis auf die neueste Zeit zu den Bleikappen seine Zuflucht genommen. Fig. 30.

Um dicke Stämme zu behandeln, die wir uns an ihrer Basis rechtwinklich abgeschnitten denken, bringt er einen Sägeschnitt einige Centimet. von der Basis

an, so jedoch, daß wie bei den Schwellen beiläufig $^1/_{10}$ der Holzstärke übrig bleibt; er macht mit einem Bohrer ein schief auf die Schnittfläche gerichtetes Loch, nachdem die Fuge mit einem Stück Seil verwahrt worden, und sobald dieses geschehen, bringt er an die Basis des Holzstammes ein hölzernes Brett, bedeckt es mit einer 2 Centimet. dicken, gut bearbeiteten Thonlage und befestigt dasselbe mit einer Schraube, Fig. 29; die damit bewirkte Pressung drückt das Seilstück zusammen und indem so die Fuge verstopft wird, ist die in die Schnittfläche eingeführte Flüssigkeit verhindert, durch das dicke Ende des Holzes zu entweichen.

Bougerie gibt noch folgende Thatsachen an:

1) Nicht alle Holzarten werden gleichmäßig von der Flüssigkeit durchdrungen.

2) Das Vordringen der Flüssigkeit geht rascher vor sich am Splinte der Hölzer, als in dem Kerne derselben.

3) Die Quantität der in das Holz eingeführten Flüssigkeit kommt wenigstens der Hälfte seines Kubikinhaltes gleich.

4) Das Durchdringen der Flüssigkeit bei 2·6 Mtr. langen Hölzern dauert 2 Tage, wenn das Holz frisch gefällt und der Behälter 1 Meter hoch angebracht ist; war das Holz 3 Monate geschlagen, so bedarf es 3 Tage, bei 4 Monaten 4 Tage.

5) Die Erhöhung des die Flüssigkeit liefernden Reservoirs macht die Durchbringung schneller und vollständiger von Statten gehen. Es ist z. B. ermittelt worden, daß bei gleicher Zeitdauer ein Stamm Buchenholz unter einem Drucke von

1 Meter	in	10 Minuten	427	Gramme
3·6 „	„	„	1430	„
6·5 „	„	„	2468	„

durchließ.

6) Dieser Einfluß der Druckhöhe macht sich nur bei durchdringbaren Hölzern, wie Buchen, Birken, Fichten 2c., bemerkbar.

7) Die Gewichtszunahme, welche das Holz nach der Tränkung zeigt, wechselt nach der Art des Holzes und hängt von dem Quantum Luft ab, welche es enthielt, und welches durch die Flüssigkeit ersetzt wurde. Es hat zugenommen:

die Buche	um	9·5	Kil.	per	Kubikmet.
„ Eiche	„	2·5	„	„	„
„ Birke	„	1·2	„	„	„
die italienische Pappel	„	31·5	„	„	„
„ „ Erle	„	70·7	„	„	„
„ „ Esche	„	22·8	„	„	„
„ „ Fichte	„	57·5	„	„	„
„ „ Tanne	„	24·0	„	„	„

8) Die Tränkung kann das ganze Jahr hindurch stattfinden, ausgenommen bei Frost.

9) Die auf dem feuchtesten Boden gewachsenen Bäume lassen sich am leichtesten durchdringen. Es folgt daraus, daß gerade die für am wenigsten gut gehaltenen und daher billigsten Hölzer das beste Resultat gewähren bei der Imprägnirung mit Kupfervitriol.

10) Unter den von Bougerie versuchten Flüssigkeiten zeigte sich der Kupfervitriol aufgelöst in dem Verhältniß von 1·5 Kil. auf 1 Hektoliter Wasser am besten. Buchenhölzer, welche 5 bis 6 Kil. Kupfervitriol per Kubikmeter aufgenommen hatten, waren nach 7 Jahren noch vollkommen gesund.

11) Weiche Hölzer, auf obige Art präparirt und wie die Eisenbahnschwellen in den Boden gelegt, halten sich besser, als das unter denselben Umständen verwendete Eichenholz.

12) Die Präparirung der Schwellen von beiläufig 0·1 Kubikmeter Inhalt kam auf 1·114 Francs, nämlich:

Allgemeine Kosten	0·06	Frcs.
Errichtung des Zimmerplatzes	0·048	"
Transport der Hölzer dahin	0·304	"
Kupfervitriol	0·499	"
Arbeitslohn	0·203	"
	1·114	Frcs.

1 Kil. Kupfervitriol kam auf 0·715 Frcs. mit dem Transport; jede Schwelle erforderte daher 0·697 Kil.

§. 49.

Zerstörung des Bauholzes in den Gebäuden durch die Einwirkung des Hausschwammes.

Der Hausschwamm, welcher in den Wohnungen mancher Gegenden zum Vorschein kommt, und oft die schönsten Bauwerke zu Grunde richtet, gehört nach Link zu den Holznagerpilsen.

Er erscheint an verbautem Holze und zwar nur an Nadelhölzern, welche an dumpfigen eingeschlossenen Orten, zu denen das Licht keinen Zutritt hat, und im Zustande einer anfangenden chemischen Zersetzung sich befinden.

Gewöhnlich entsteht der Hausschwamm bei Häusern zuerst im Erdgeschoß, unter den Dielen und deren Unterlagen, oder an den Grundschwellen, vorzüglich wenn solche auf einer feuchten Füllerde liegen, und in Balkenkellern. Oder er entsteht auch hinter Verschalungen bei Bollwerken und dergl., und bei hölzernen Brücken, die verschalt sind.

An den Stellen, wo die Schwammbildung eintritt, bemerkt man zuerst kleine weiße Punkte, die nach und nach größere Flecken bilden und einen zartwolligen Anflug zeigen, der allmählig zu einem feinen silberartigen Gespinnste wird, das viele Aehnlichkeit mit einem Spinngewebe hat und die Oberfläche des Holzes merklich feucht macht.

Sowie der Wachsthum des Schwammes zunimmt, verwandelt sich das fleckige Gespinnst in ein feines blätterartiges Fadengeflechte, welches an feuchten Orten und wo zugleich auch Dunkelheit herrscht, vorzüglich gedeiht und daselbst eine aschgraue Farbe und seidenartigen Glanz erhält.

Dieses Schwammgespinnste vergrößert sich oft außerordentlich rasch und bildet ein ungemein zartes blätterförmiges Gewebe, von dessen Seitenkanten eine Menge feiner durchsichtiger Fäden auslaufen, die nur dem bewaffneten Auge sichtbar sind.

In diesem Zustande durchdringt das Fadengewebe des Schwammes nicht nur die feinsten Fugen des verzimmerten Holzes, sondern auch Ritzen des Mauerwerks. Es schleicht sich von einem Theile des Gebäudes zum andern, überzieht Steine, Metalle, Mörtel, Lehm, Gyps und andere unorganische Körper mit einem weißgrauen Gewebe.

Setzt man den Körper, welcher auf diese Weise mit Schwammgewebe bekleidet ist, der Einwirkung des Tageslichts so aus, daß der Schwamm dadurch nicht gestört wird, so verwandelt sich das Gespinnste in ein unfühlbares Pulver und das Schwammgewebe verschwindet an der beleuchteten Stelle.

Die örtlichen Verhältnisse haben auf die äußere Gestaltung des Hausschwammes einen besonderen Einfluß. Wenn der Schwamm im versteckten Zustande an feuchten Grundschwellen ꝛc. wuchert, so verwächst sein Fadengeflechte zu einer häutigen blätterartigen Substanz und er behält stets die Gestalt eines bandförmigen Fadengeflechtes. Ist er aber durch örtliche Beschaffenheit genöthigt, an's Freie zu treten, wo er Raum hat, sich zu entfalten, so verstrickt sich sein Gefüge zu einer fleischigen Masse.

Die Zerstörung des Holzes durch den Schwamm scheint sich ganz auf chemische Grundsätze zurückführen zu lassen; der Schwamm erzeugt Feuchtigkeit, wodurch die Neigung der bereits angefangenen Zersetzung des Holzes schnell begünstigt und fortgepflanzt wird.

Wie bereits erwähnt, entsteht dieser verwüstende Pilz immer zuerst da, wo dumpfige, stillstehende, mit Dünsten geschwängerte Luft herrscht, wo Feuchtigkeit zugegen ist, und wo das Licht keinen Zutritt hat.

Die Art der Erzeugung und Fortpflanzung des Hausschwammes ist bis jetzt nicht befriedigend erklärt worden.

Die Mittel, welche zur Vertilgung des Hausschwammes empfohlen werden können, sind folgende:

Alles vom Schwamme angegriffene und auch das nicht vollkommen gesunde Holzwerk schaffe man fort, entferne den etwaigen feuchten Boden und ersetze ihn durch trockenen Sand oder Kies, Ziegelmehl, Hammerschlag; die mit dem angesteckten Holze in Berührung gestandenen Holztheile, Schwellen ꝛc. übertünche man mit einer Auflösung von Doppelchlorquecksilber oder von Eisen- oder Kupfervitriol.

Ist die Feuchtigkeit auf diese Art nicht ganz zu entfernen, so kann man auch nach der Angabe Gilly's Luftzüge unter dem Boden des Gebäudes anbringen, die man alle mit einander in Verbindung setzt, und hin und wieder einem den Ausgang auf einen Feuerherd oder Ofen gibt, wodurch, sobald Feuer gemacht wird, ein heftiger Luftzug entsteht.

So schwierig es oft ist, den Hausschwamm aus einem Gebäude zu entfernen, so leicht ist es, neue Gebäude gegen die Erzeugung desselben zu verwahren, denn es ist Thatsache, daß der Schwamm nicht entsteht, wenn das Gebäude trocken steht und wenn das verwendete Holz trocken und gesund ist, überhaupt nur gute Materialien verwendet werden, und endlich wenn kein Raum des Gebäudes dem Zutritte der Luft und des Lichtes verschlossen wird, ehe er vollkommen trocken war.

4. Metalle.

Die bei den Bauwerken gebräuchlichsten Metalle sind: Eisen, Stahl, Kupfer, Zink und Blei.

§. 50.

Eisen.

Dieses Metall, das härteste und zugleich am meisten elastische unter allen Metallen, ist für das Baufach am nützlichsten; es ist zugleich das auf dem Erdballe am häufigsten vorkommende. Alljährlich werden allein in Europa 3,650,000 Tonnen Roheisen producirt, wovon

auf England allein	1,500,000	Tonnen
„ Frankreich	400,000	„
„ Rußland	320,000	„
„ Oesterreich	1,000,000	„
„ Zollverein und Hannover	150,000	„
„ Belgien	150,000	„
„ Schweden	80,000	„
„ das übrige Europa	50,000	„ kommen.

Der Verbrauch an Roheisen ist in Deutschland so stark, daß jährlich noch 60,000 Tonnen aus dem Auslande bezogen werden müssen.

Die natürlichen Verbindungen des Eisens, welche zur Darstellung desselben benützt werden, heißt man Eisenerze. Nur die Sauerstoffverbindungen des Eisens können als solche angewendet werden; die Schwefelverbindungen können nicht auf Eisen benutzt werden, da sich Schwefel davon, selbst nicht mit unverhältnißmäßigen Kosten, so vollkommen abtrennen läßt, daß man daraus gutes Eisen darstellen kann. Die wichtigsten Eisenerze, welche verschmolzen werden, sind Magneteisenstein, Eisenglanz, Brauneisenstein, Linsenerze, Granderze, Raseneisenstein.

Die Ausschmelzung des Eisens aus den Erzen in der Form von Roheisen beruht darauf, daß man in hoher Hitze durch das Brennmaterial, dessen Verbrennung jene bewirkt, den Sauerstoff vom Eisen abscheidet und ihm Gelegenheit gibt, sich mit Kohlenstoff zu schmelzbarem Roheisen zu verbinden.

Die erdigen Beimengungen hindern aber diesen Vorgang und müssen entfernt werden. Dieß geschieht durch einen Zusatz von Kalk, wodurch ein leicht schmelzbares Kalksilicat entsteht, in welches auch die Thonerde einschmilzt. Dabei wird die reine Erzmasse von den tauben Beimengungen geschieden, der reducirenden Einwirkung des Brennmaterials zugänglich und durch Berührung mit Kohle in Kohlenstoffeisen umgewandelt, während das Kalksilicat als schmelzende Schlacke sich darüber lagert.

Die Umwandlung des kohlenhaltigen Roheisens, das immer auch kleine Antheile von Silicium, Allumium 2c. enthält, in Stabeisen geschieht durch indirecte Entkohlung vermittelst Einwirkung zugeblasener Luft, durch deren Sauerstoff die Beimengungen und ein kleiner Theil Eisen oxydirt werden, wobei kieselsaures

Eisenoxydul als Schlacke erzeugt wird, welches das Roheisen entkohlt und dehnbares geschmeidiges Eisen entsteht.

Zur Ausschmelzung der Erze bedient man sich der sogenannten Hohofen.

Das aus den Hohofen kommende Eisen wird theils in Formen gegossen, theils zu Schmiedeisen verarbeitet, theils in Form von Masseln verkauft und sodann umgeschmolzen. Das Umschmelzen behufs der Anfertigung von kleinen und feinen Gußwaaren geschieht in Tiegeln, bei Darstellung größerer Gußwaaren in sogenannten Kupoloöfen oder auch in Flammöfen. Nur graues Roheisen eignet sich zum Umschmelzen; geschieht dieß in Flammöfen, so wird es dabei etwas verändert in Folge der Einwirkung der Luft. Es verliert einen Antheil Kohlenstoff, zeigt sich nach dem Gusse dichter und nähert sich etwas dem weißen Roheisen. Aus diesem Grunde wendet man Flammofeneisen zur Anfertigung von Gußwaaren an, von welchen man eine große Festigkeit und Dichte verlangt.

Die Darstellung des Schmiedeisens beruht, wie oben erwähnt, auf der möglichst vollständigen Abscheidung des Kohlenstoffs und des Siliciums aus dem Roheisen, sowie der kleinen Quantitäten von Kupfer, Arsenik, Schwefel, Phosphor, welche demselben beigemengt sind. Es hat daher die Beschaffenheit des Roheisens einen wesentlichen Einfluß auf die Arbeit, welche man das Frischen des Eisens nennt. Man schmilzt das Roheisen, oxydirt einen Theil desselben durch zugeführte atmosphärische Luft, zu gleicher Zeit auch das Silicium; es bildet sich kieselsaures Eisenoxydul und dieses bringt man mit dem Roheisen in hoher Hitze in die innigste Berührung. Dabei gibt das Eisenoxydul der Schlacke Sauerstoff an den Kohlenstoff des Roheisens ab, wobei Kohlenoxyd gebildet wird und metallisches Eisen, welches mit der zu bearbeitenden Eisenmasse zusammentritt. Die oxydirende Einwirkung der Luft dauert fort, es bilden sich immer neue Quantitäten Eisenoxydul, das mit Kieselerde aus Silicium entstanden, oder von eingemengtem Sande herrührend, wieder zum Silicat zusammenschmilzt. Dieses wirkt einerseits auf beschriebene Weise wieder auf das Roheisen ein, und so geht es fort, bis dieses allmählig dickflüssiger, fester und härter werdend entkohlt und von fremden Einmengungen befreit ist. Weil fortwährend Eisen oxydirt wird und nicht im gleichen Verhältnisse Kieselsäure hinzukommt, so ist die Schlacke gegen Ende der Arbeit ein stark basisches Silicat.

Die Frischarbeit wird in Herden unter Anwendung von Holzkohlen oder Coaks betrieben. Da aber der Schwefelkiesgehalt der Steinkohlen, sowie der daraus dargestellte Coaks, bei unmittelbarer Berührung dieser Brennmaterialien mit dem Eisen, die Beschaffenheit desselben außerordentlich verschlechtert, so ging man auf eine Frischarbeit in Flammöfen über. Man nennt diese Frischmethode Puddlingsarbeit, weil dabei das Eisen in einem Flammofen in einer schüsselartigen Vertiefung unter Herumrühren (Puddle) gefrischt wird. Erhält man aus dem Hohofen weißes Eisen mit geringem Kohlengehalte, so kann dieses ohne weitere Behandlung unmittelbar dem Puddlingsofen übergeben werden; graues Roheisen aber, insbesondere mit Coaks ausgeschmolzenes, welches durchschnittlich mehr Silicium enthält, als das mit Holzkohlen erzeugte, und deshalb die Eigenschaft hat, daß es beim Erhitzen aus dem festen Zustande bald in den vollkommen

flüssigen übergeht, verwandelt man erst in Weißeisen oder sogenanntes Feineisen, welches die Eigenschaft besitzt, vor dem Schmelzen einen teigartigen Zustand anzunehmen, was zur guten Entkohlung im Flammofen erforderlich ist. Das Weißmachen des Roheisens geschieht durch Umschmelzung und schnelle Erkaltung.

Dem Puddeleisen bleibt gar leicht etwas Schlacke beigemengt, die beim Ausrecken in den allerdünnsten Lagen zwischen den Eisenfasern eingeschlossen bleibt und das Stabeisen ungleichartig macht, namentlich wenn man es unter dem Walzwerk verarbeitet. Durch sorgfältige Bearbeitung unter dem Großhammer (Dampfhammer) kann man diesem Uebelstand vorbeugen.

Das im Frischherde erzeugte Holzkohleneisen ist im Allgemeinen geschmeidiger und zäher wie das Steinkohleneisen.

Nähere Betrachtung des Eisens.

a) Gußeisen.

Man unterscheidet weißes und graues Gußeisen. Ersteres hat eine beinahe zinnweiße Farbe, ein strahlig blättriges Gefüge, ist sehr hart und spröde, so daß es sich weder feilen noch drehen läßt. Es gibt dick- und dünnflüssiges weißes Gußeisen; ersteres hat einen feinen glänzenden Bruch und liefert poröse Gußwaaren, die bei dem Erstarren eine unebene oft poröse Oberfläche erhalten; letzteres hat ein strahliges oft blättriges Gefüge, einen außerordentlich glänzenden Bruch mit spiegelnden Flächen, ist so hart, daß es Glas ritzt, sehr spröde, nimmt vom Hammer keinen Eindruck an, widersteht der Feile und dem Meißel und ist daher zu Gußstücken, welche einem Temperaturwechsel ausgesetzt werden müssen, oder mehrfältig Stößen und Erschütterungen unterliegen, nicht geeignet.

Graues Gußeisen ist im Allgemeinen weicher und zäher als weißes Gußeisen. Man unterscheidet lichtgraues und schwarzgraues. Ersteres hat ein feines Korn, einen dichten scharfkantigen Bruch, läßt sich, wenn die harte Oberfläche entfernt ist, bohren, drehen und liefert daher die besten Gußwaaren.

Ist grauer Eisenguß oder überhaupt Gußeisen vielfach sich wiederholenden Erschütterungen und Stößen ausgesetzt, so verliert es an Festigkeit und Zusammenhang und kann folglich nur unter gewissen Bedingungen zu Constructionen, welche genannten Verhältnissen unterworfen sind, z. B. zu Eisenbahnbrücken, angewendet werden.

Das schwarzgraue Gußeisen hat einen dichten, oft feinblättrigen Bruch und eine dunkelschwarzgraue Farbe, ist spröde im Bruche und zeigt deutlich eingesprengte Graphitblättchen. Der geringen Härte wegen ist es zu Gußstücken für den Brücken- oder Maschinenbau nicht geeignet.

Die verschiedenartigen Beschaffenheiten des Gußeisens haben ihren Grund theils in der chemischen Zusammensetzung des Erzes, theils in dem Schmelzungsverfahren, in der Beschaffenheit der Kohle und anderer Zuschläge, vermöge welcher die Abtrennung des Eisens von dem Erze bewirkt wird, in der Art der Erstarrung des flüssigen Metalls und noch in andern Umständen, welche auf den Schmelzprozeß Einfluß haben.

Man gibt dem Guß verschiedene Namen, als Rauguß, gewöhnlicher, mittlerer und feiner Kastenguß; Schaalguß, Lehmguß.

Das spezifische Gewicht des Gußeisens ist 7·11—7·5.

b) **Schmiedeisen.**

Während das Gußeisen immer 2·3 bis 5·9 Procent Kohlenstoff als Beimengung enthält, hat das Schmied- oder Stabeisen nur einige Spuren davon und kann deshalb als reines Eisen angesehen werden. Im Allgemeinen ist das Schmiedeisen ein sehr festes, zähes, dehnbares und geschmeidiges Metall von graulichblauer Farbe.

Bei gutem Schmiedeisen ist die Oberfläche eines frischen Bruches lichtgrau mit sehr starkem Glanze und das Gefüge ist feinkörnig; in dünnern Stäben ausgeschmiedet oder gewalzt, ist der Bruch faserig, die Fasern sind weiß und lang. Gutes Eisen läßt sich in der Weißglühhitze schweißen und im kalten Zustande walzen, ohne abzublättern; es läßt sich feilen, drehen und zu Draht ziehen, ohne zu bersten.

Gutes zähes Schmiedeisen kann kalt unter einem rechten Winkel gebogen werden, ohne zu brechen.

Durch anhaltende Stöße, durch lange dauernde oder oft wiederholte Erschütterungen wird faseriges Eisen körnig und spröde, dieß zeigt sich häufig bei den starken Axen der Lokomotiven. Die Vorsicht gebietet daher, von Zeit zu Zeit die gebrauchten Axen mit frischen auszuwechseln und die im Gebrauche gestandenen auszuglühen.

Fehler und Mängel des Schmiedeisens sind: wenn es einen blätterigen oder körnigen krystallinischen Bruch zeigt, wenn es verbrannt ist und daher ein schiefriges Gefüge hat, wenn es kaltbrüchig oder rothbrüchig ist. Kaltbrüchiges Eisen zerbricht und blättert sich beim Hämmern, weil es sehr hart und spröde ist. Rothbrüchiges Eisen bricht und blättert sich beim Hämmern in der Rothglühhitze, ist dunkel von Farbe und ohne Glanz. Dieser Fehler ist gewöhnlich an einem Barren durch Kantenrisse angezeigt.

Eisen von schlechter Qualität hält die Wurfprobe nicht aus, d. h. wenn ein Stab einzeln mit Gewalt gegen einen schmalen Ambos geworfen wird, oder umgekehrt, wenn ein gußeiserner Block von einer gewissen Höhe auf den Eisenstab herabfällt, so zerspringt er.

Das spezifische Gewicht des Schmiedeisens ist 7·78—8·29.

§. 51.

Gebrauch des Eisens in der Baukunst.

Das Eisen wird auf unendlich verschiedene Weise in der Baukunst verwendet.

Bei der Verwendung des Eisens kommt es lediglich darauf an, in welcher Weise dasselbe von den darauf wirkenden Kräften in Anspruch genommen wird. Sind Lasten zu unterstützen oder in einer Weise zu tragen, daß die Eisentheile nicht allein auf ihre relative, sondern gleichzeitig auch auf ihre rückwirkende Festigkeit beansprucht werden, so hat das Gußeisen entschieden den Vortheil; wo

aber die absolute Festigkeit eine Hauptsache ist, da muß man Schmiedeisen verwenden.

Das Eisen besitzt sehr große Vortheile, welche den übrigen Baumaterialien in dem Maße nicht eigen sind. Als Stabeisen vereinigt es Stärke und Widerstand mit Biegsamkeit und Federkraft; als Gußeisen dient es zum Gießen einer unzähligen Menge von Constructionstheilen für Brücken, Maschinen und Werkzeuge. Es nimmt bei gleicher Stärke weniger Raum ein als andere Baumaterialien; die einzelnen Theile lassen sich gut verbinden und scharf bearbeiten.

Wird das Eisen vor Orydation geschützt, so ist seine Dauer so groß als die der Steine.

Aus Gußeisen baut man nicht nur ganze Brücken, sondern auch Häuser aller Art (Glaspalast für die Weltindustrie-Ausstellung zu London); man verwendet es zu Geländern, Treppen, Dachstühlen, Trägern, Stützen, Maschinen u. s. f.

Das Schmiedeisen wird insbesondere verarbeitet: zu Nägel, Klammern, Bolzen, Hängeisen, Ketten; in neuerer Zeit im gewalzten Zustande zu Brückenträgern (Britannia-Brücke über die Menai-Straße), Bedachungen; in der Schiffsbaukunst zum Bau ganzer Schiffe, der Pontons für Schiffbrücken; bei dem Eisenbahnbau zu Bahnschienen *); in Drähte gezogen zu den Tragtauen hängender Brücken. In

*) Bedingungen, unter welchen die Lieferung der Eisenbahnschienen für die Großh. Badische Bahn in Accord gegeben worden sind.

1) Die Schienen erhalten den in der beiliegenden Zeichnung dargestellten Querschnitt. Die regelmäßige Länge der Schienen beträgt 20 bad. Fuß, es wird jedoch gestattet, daß 3 % des ganzen Quantums in kürzeren Schienen geliefert werden. Die Differenz von der vorgeschriebenen Schienenlänge darf höchstens 1 bad. Linie betragen. Das Gewicht einer 20′ langen Schiene ist 450 bad. Pfund.

2) Den Angeboten ist eine genaue Beschreibung des in dem Werke üblichen und für die Fabrikation fraglicher Schienen in Anwendung kommenden Bearbeitungsprozesses und des dabei zu verwendenden Eisens beizulegen. Auch ist ein mit dem Stempel des Fabrikanten zu versehendes Musterstück des Eisens, welches zur Fabrikation verwendet werden soll, beizuschließen und der Bezugsort desselben anzugeben.

3) Die Schienen müssen glatt und rein ausgewalzt sein, es dürfen an der Oberfläche und an den Seiten des Kopfes keinerlei Unebenheiten oder schlecht ausgewalzte Stellen und nirgends Risse oder Abblätterungen bemerklich, die Enden müssen mit der Säge rechtwinklich zu den Ober- und Seitenflächen geschnitten und es müssen diese Schnittflächen mit der Feile vollkommen rein und eben nachgearbeitet sein. Jede Schiene soll an jedem Ende zwei Bolzlöcher und zwei Kerben für Nägel an jeder Seite des Schienenfußes und zwei weitere Bolzlöcher in dem Steg der Schiene zur Aufnahme der Laschenbolzen erhalten. Die Dimensionen und Lagen dieser Kerben und Bolzlöcher müssen genau nach dem hierzu abgegeben werdenden Muster gearbeitet werden.

4) Die Prüfung der Schienen wird von einem von der technischen Behörde ernannt und belohnt werdenden Commissär auf dem Werke vorgenommen. Dieser wird die schlecht befundenen Schienen ausschießen, welche der Accordant ohne jegliche Vergütung zurückzunehmen hat. Die gut befundenen Schienen werden mit dem Stempel der technischen Behörde versehen, und können nicht mehr zurückgewiesen werden.

5) Die Prüfung selbst besteht aus der zur Erkennung der in §. 3 bezeichneten Fehler nöthigen Besichtigung, in der Untersuchung der Form und der Dimensionen, der Struktur resp. Qualität des Eisens, sowie in Ueberwachung des Verfahrens bei der Anfertigung, so weit man dieß für nöthig hält. Die Prüfung der Qualität des Eisens geschieht auf den Grund

Bezug auf die letztern ist zu bemerken, daß ein guter Eisendraht eine hellgraue Bruchfläche und einen zackigen Bruch haben muß; ferner daß er sich oft rechtwinklich hin und her biegen lassen muß, ohne bald zu brechen, daß er nicht aufreißen und nicht spalten darf; daß er endlich vollkommen rund, glatt und nicht gestreift sein soll. Die Taf. in §. 67 enthält die von Seguin u. A. über das Zerreißen des Eisendrahts angestellten Versuche.

§. 52.

Stahl.

Wenn reines Eisen in der Glühhitze mit Kohlenstoff in Berührung kommt, so zieht es denselben leicht an, und wird allmählig von ihm bis in das Innerste durchdrungen.

Je mehr Kohlenstoff es aufnimmt, desto mehr verändert das Stabeisen seine Eigenschaften; es wird härter, spröder und besitzt, wenn der Kohlenstoffgehalt 0·5 — 0·6 Procent beträgt, wenn es erhitzt und in Wasser abgelöscht wird, schon eine solche Härte, daß es mit dem Kiesel Funken gibt.

---

des eingesandten Eisenmusters. Zur Vornahme dieser Prüfung steht es dem Commissär frei, einzelne Schienen einer Schlagprobe zu unterwerfen und auch zu brechen.

6) Zur Untersuchung der Gestalt werden genaue Schablonen verfertigt, welche mit dem Stempel der Behörde und dem des Accordanten gezeichnet werden, und von welchem jedem contrahirenden Theil beim Abschluß des Vertrags ein Exemplar eingehändigt wird. Der Accordant erhält ferner einen gestempelten Fußstab, welcher zur Bestimmung der Längen dient.

7) Der Accordant hat dafür zu sorgen, daß der zur Vornahme der Prüfung ernannte Commissär auf der Hütte Zutritt erhält, daß ihm alle Nachweisungen gegeben und die für seine Versuche nöthigen Arbeiter gestellt werden, sowie der Accordant auch die Kosten der Vorrichtungen übernimmt, welche für die betreffenden Untersuchungen etwa nöthig werden möchten.

8) Die Uebernahme der Schienen und deren Abwiegung geschieht an dem bestimmten Ausladeplatz auf Kosten der diesseitigen Verwaltung. Der Accordant kann in Person oder durch einen Bevollmächtigten dem Acte anwohnen.

9) Der Accordant hat für 10 % der Accordsumme baar oder in Staatspapieren, oder durch eine der technischen Behörde genügend scheinende Bürgschaft eines Inländers oder eines Handelshauses zu Frankfurt Sicherheit zu leisten, welche Kaution der Bauverwaltung als Conventionalstrafe verfällt, wenn der Vertrag in den festgesetzten Terminen nicht erfüllt wird. Es bleibt der Bauverwaltung dabei unbenommen, im Falle die Schienen sich bei der Prüfung als vertragswidrig angefertigt erweisen sollten, und die Lieferungstermine deshalb oder aus andern Gründen nicht eingehalten würden, die Schienenlieferung anderwärts in Accord zu geben, in welchem Falle die Accordanten den Mehraufwand sowie allen, in Folge der Verzögerung der Bauverwaltung zugehenden Schaden zu ersetzen verpflichtet sind.

10) Die Zahlung wird auf den Grund der in §. 8 erwähnten Abwiegung an den Accordanten oder seinen Bevollmächtigten sogleich in Carlsruhe oder in Frankfurt geleistet.

11) Alle Streitigkeiten, welche über den Vollzug des Lieferungsvertrags entstehen, werden durch 3 Schiedsrichter entschieden, deren einen die technische Behörde, den andern die Accordanten und den dritten die ernannten beiden Schiedsrichter gemeinschaftlich erwählen. Als Wohnsitz zum Vollzug dieses Vertrags und für schiedsrichterliche Verhandlungen wird Carlsruhe bestimmt.

12) Die Fabrikanten bleiben an die hierauf eingereichten Angebote gebunden, wenn die Entschließung der technischen Behörde über dieselben noch im Monat . . . . d. J. erfolgt.

Mit steigendem Kohlengehalte nehmen Härte, Festigkeit, Sprödigkeit und Elasticität fortschreitend zu. Die Verbindung wird leichter schmelzbar als reines Eisen und heißt in diesem Zustande Stahl. Bei einem Kohlengehalte von 1·4 — 1·5 Procent ist die Gränze erreicht, bei welcher der Stahl nach vorangegangenem Erhitzen und darauffolgendem Ablöschen, d. h. nach dem Härten, die größte Härte und zugleich die größte Festigkeit zeigt, verbunden mit Schmelzbarkeit und Schweißbarkeit.

Der gewöhnliche Stahl ist Brennstahl, Cementstahl, d. h. er ist bereitet durch längeres Glühen von Stabeisen, in Berührung mit Kohle. Guter Brennstahl ist im Bruche gleichartig, feinkörnig, die Bruchfläche ist weißgrau und ganz wenig metallglänzend, beinahe matt. Festigkeit und Härte sind größer als beim Eisen; läßt sich leichter zerbrechen, als dieses, hat 7·4 bis 7·8 spezifisches Gewicht, ist schmelzbarer als Stabeisen, nimmt den Magnetismus schwieriger an, als dieses, hält ihn aber länger zurück. Wird Stahl erhitzt, so dehnt er sich weniger aus, als Stabeisen; bei unmittelbar darauffolgender Abkühlung wird er hart, ritzt Glas, wird von der Feile nicht mehr angegriffen, und kann nicht mehr gebogen werden, ohne zu zerspringen. Da der gehärtete Stahl durch Erhitzen und langsames Abkühlen von seiner Härte verliert, nach Maßgabe der Temperatur, bis zu welcher er erhitzt war, so kann man den aus ungehärtetem Stahle verfertigten Gegenständen, wenn sie hierauf gehärtet werden, durch nachheriges Erhitzen eine beliebige Härte ertheilen. Die Temperatur, welche eine verlangte Härte gibt, wird nach dem Anlaufen des Stahls beurtheilt.

Es bildet sich nämlich beim Erhitzen des Stahls an der Luft eine äußerst dünne, durchsichtige Oxydhaut, welche die Farben des angelaufenen Glases oder der Seifenblasen zeigt. Je höher die Hitze ist, um so dicker wird die Haut, bis sie zuletzt die Durchsichtigkeit verliert. Dabei erscheinen nach einander verschiedene Farben, zuerst blaßgelb, goldgelb, braun, purpurartig, hellblau, tiefblau; Stahlarbeiten, welche mehr Festigkeit und Elasticität, als Härte besitzen sollen, erhalten immer den blauen Anlauf, die härtesten Werkzeuge den strohgelben.

Wird Cementstahl geschmolzen, so erhält man Gußstahl, welcher sich durch völlige Gleichartigkeit auszeichnet; Gußstahl ist im Bruche höchst feinkörnig und ist härter als Cementstahl, ist aber weniger dehnbar und wenig schweißbar. Seine Anwendung beschränkt sich nur auf solche Stahlarbeiten, die entweder eine sehr große Härte oder die schönste Politur erhalten sollen.

§. 53.

Kupfer.

Das Kupfer ist nach dem Eisen das verbreitetste Metall, und kommt wie ein Begleiter desselben in kleiner Menge in den Eisenerzen vor, in eisenhaltigen Gesteinen, Thonen, Mergeln, Ackererde, sowie in eisenhaltigen Mineralwassern. Kupfer hat eine rothe Farbe, krystallisirt in Würfeln und Octaëdern, besitzt einen lebhaften Glanz, ist hart, elastisch, sehr zähe und sehr dehnbar, läßt sich zu sehr dünnen Plättchen auswalzen und zu feinen Drähten ausziehen, wobei es seine Festigkeit und Elasticität behält.

Das spezifische Gewicht ist 8·83, und wenn es gewalzt oder geschmiedet ist, 8·95. Das Kupfer ist ein sehr guter Wärmeleiter und ein vortrefflicher Leiter der Elektricität, daher es als Draht bei den elektromagnetischen Telegraphen Anwendung findet.

An trockener Luft bleibt Kupfer unverändert, in feuchter Luft aber orydirt es sich, besonders wenn es selbst feucht wird, durch Einfluß der vorhandenen Kohlensäure und verwandelt sich an der Oberfläche in grünes kohlensaures Kupferoxyd oder sogenannten Grünspan. Wird das Kupfer in Form von Blechen für Bedachungen angewendet, so schützt der Grünspan vor weiterer Oxydation.

Werden 71·5 Theile Kupfer mit 28·5 Theilen Zink verschmolzen, so erhält man das Messing.

Ist das Verhältniß 84·5 zu 15·5, so gibt die Verschmelzung Rothmessing oder Tomback, welches vorzüglich zu Zapfenlagern verwendet wird.

Wird das Kupfer mit Zinn in dem Verhältniß von 85 zu 15 verschmolzen, so erhält man Bronze, ein Metall, welches vorzugsweise zum Guß von Statuen und Kanonen verwendet wird.

Das Mischungsverhältniß 80 zu 20 gibt Glockenmetall.

§. 54.

Zink.

Dieses Metall hat eine bläulichweiße Farbe und ein strahliges, blättriges, stark glänzendes Gefüge; die Härte des Zinks ist beinahe eben so groß wie die des Kupfers.

Zu Bedachungen ist Zinkblech gut geeignet, es überzieht sich an der Luft mit einem weißlichgrauen Oxyd, welches das Metall vor weiterer Oxydation schützt, auch ist es leichter wie Kupfer und hat ein spezifisches Gewicht von 7·19. In neuerer Zeit verzinkt man das Eisen meist auf galvanischem Wege, um es vor Oxydation zu schützen. Auf diese Weise kann man das dünnste Eisenblech und Eisendraht mit Zink überziehen, ohne daß diese im mindesten spröder werden. Man wendet dazu eine Auflösung von Zinkoxyd in Kalilauge an, die man durch Fällen einer Zinkvitriollösung durch Aetzkali, Auswaschen des Niederschlags und Auflösen desselben in Kalilauge bereitet.

Das Verzinken geschieht nun auf folgende Weise: die Eisengegenstände werden zuvor mit Sand und verdünnter Schwefelsäure gescheuert, damit sie eine blanke Metalloberfläche erhalten; hierauf bringt man sie in die Zinkauflösung; der Zinkpol des galvanischen Apparats wird nun mit den Gegenständen in Berührung gesetzt, der Platinapol mit einer in die Flüssigkeit tauchenden blanken Zinkplatte.

Man arbeitet immer mit einer kalten Zinklösung und trägt nur eine dünne Zinkschicht auf.

§. 55.

Zinn.

Dieses Metall wird hauptsächlich zum Verzinnen des Eisens und Kupfers [...], um solches dauerhafter zu machen. Das verzinnte Eisenblech — Weiß[...] hält durch den Zinnüberzug nicht nur eine haltbare äußere Oberfläche,

sondern auch ein schönes Ansehen, womit verknüpft ist, daß Weißblech sich durch Löthen leicht zu verschiedenen Gegenständen, Geräthschaften, Werkzeugen, Gefäßen verarbeiten läßt. Das Verzinnen wird auf den Hüttenwerken ausgeführt, welche Eisenblech vermittelst Walzwerken darstellen. Das spezifische Gewicht des Zinns ist 7·29.

§. 56.

Blei.

Das Blei ist bläulichgrau in's Weiße ziehend, besitzt starken Metallglanz, ist sehr weich und zähe, färbt ab, hat ein spezifisches Gewicht von 11·44 und wird durch Hämmern leicht rissig. Es ist sehr dehnbar, aber weniger cohärent als jedes andere dehnbare Metall. An der Luft hält sich Blei sehr gut und bewährt sich als ein weniger leicht oxydirbares Metall. Seine Oberfläche läuft zwar schnell an, und bedeckt sich mit einem äußerst dünnen grauen Häutchen; dieses schützt aber das darunter liegende Metall vor weiterer Oxydation.

Das Blei wird in der Baukunst auf mannigfaltige Weise angewendet, zu Bedachungen, zum Vergießen der eisernen Klammern und Bolzen der Mauerwerke; beim Versetzen der Quader oder größerer Gußstücke auf Stein dienen dünne Bleiplatten zur Unterlage, um die Unebenheiten auszugleichen; endlich wird das Blei zu Leitungen von Leuchtgas und zu Wasserleitungen verwendet.

Bei letzterer Verwendung hat man zu beobachten, daß das Wasser unter gewissen Verhältnissen Blei aufnimmt und giftig wird.

In dieser Hinsicht sind folgende praktische Regeln sehr beachtungswerth:

1) Ohne vorhergegangene chemische Untersuchung des Wassers soll man für Wasserleitungen auf größere Entfernungen keine Bleiröhren anwenden.

2) Je reiner das Wasser ist, d. h. je weniger dasselbe salzige Bestandtheile enthält, desto größer ist die Gefahr, daß es Blei auflöst.

3) Ein Wasser, welches blankes Blei matt macht, nachdem es einige Stunden über demselben gestanden, kann nicht wohl in Bleiröhren geleitet werden, wenigstens nicht ohne die Vorsichtsmaßregeln anzuwenden, die wir unten angeben werden.

4) Gleiches gilt von einem Wasser, welches weniger als $^5/_{1000}$ an aufgelösten Salzen enthält.

5) Sind die aufgelösten Salze aber nicht kohlensaure oder schwefelsaure, so ist das angeführte Verhältniß nicht genügend, um die Corrosion des Bleis zu verhüten.

6) Ein Verhältniß von $^4/_{1000}$ an salzigen Bestandtheilen ist ungenügend, wenn die Salze salzsaure sind.

7) Wenn man sich von einem Wasser versichert hat, daß es das Blei der Leitungsröhren angreift, so kann man die nachtheiligen Folgen, welche daraus entstehen würden, vereiteln, wenn man die Röhren mit Wasser füllt, worin phosphorsaures Natron aufgelöst ist in dem Verhältniß von 1 : 25000 und dasselbe mehrere Wochen darin stehen läßt.

Sind in einem Wasser mehr als $^8/_{1000}$ Theile Salze enthalten, und sind diese vorzüglich kohlensaure und schwefelsaure Salze, so können Bleiröhren ohne Nachtheil angewendet werden.

§. 56.
Gewichte der Metallbleche.

Blechdicke in Millimet.	Gewicht in Kilogramm von einem Quadratmeter.				
	Eisenblech.	Kupferblech.	Messingblech.	Bleiblech.	Zinkblech.
1	7·788	8·950	8·508	11·440	7·190
2	15·576	17·900	17·016	22·880	14·380
3	23·364	26·850	25·524	34·320	21·570
4	31·152	35·800	34·032	45·760	28·760
5	38·940	44·750	42·540	57·200	35·950
6	46·728	53·700	51·048	68·640	43·140
7	54·516	62·650	59·556	80·080	50·330
8	62·304	71·600	68·064	91·520	57·520
9	70·092	80·550	76·572	102·960	64·710
10	77·880	89·500	85·080	114·400	71·900
11	85·668	98·450	93·588	125·840	79·090
12	93·456	107·400	103·096	137·280	86·280
13	101·244	116·350	110·604	148·720	93·470
14	109·032	125·300	119·112	160·160	100·660
15	116·820	134·250	127·620	171·600	107·850
16	124·608	143·200	136·128	183·040	115·040
17	132·396	152·150	144·636	194·480	122·230
18	140·184	161·104	153·144	205·920	129·420
19	147·972	170·054	161·652	217·360	136·610
20	155·760	179·004	170·160	228·800	143·800
21	163·548	187·954	178·668	240·240	150·990
22	171·336	196·904	187·176	251·680	158·180
23	179·124	205·854	195·614	263·120	165·370
24	186·912	214·804	204·122	274·560	172·560
25	194·700	223·754	212·630	286·000	179·750

§. 57.

Schließlich sind noch die Anstriche zu erwähnen.

Sie dienen im Allgemeinen als Schutzmittel für Holz und Metalle gegen den Angriff der Luft und des Wassers und sind Mischungen von fetten und ätherischen Oelen, besonders von Lein- und Terpentinöl mit verschiedenen Metallsalzen, Oxyden und andern Körpern, welche entweder als Farben dienen, oder welche dem Anstrich mehr Körper geben sollen, oder welche endlich das Trocknen befördern.

Holz, welches einen Anstrich erhalten soll, muß gut ausgetrocknet sein.

Jeder Anstrich muß von Zeit zu Zeit erneuert werden, insbesondere bei Metallen und Holztheilen, die ständig im Wasser sind.

Conservirende Anstriche für Holz, Metalle, Mauern, Mörtel ꝛc. von Newton in London.

Zu diesem Zwecke bereitet man ein Gemenge folgender Substanzen:

Zinkfeilspäne	14	Gewichtstheile.
Eisenfeilspäne	1	"
Zinkoxyd	369	"
Rothes Eisenoxyd	273	"
Kieselerde	70	"
Thon	3	"
Holzkohle	47	"
Kohlensaures Zinkoxyd	223	"
	1000	"

Diese Substanzen werden zuerst in ein sehr feines Pulver verwandelt und dann mit fettem Oel abgerieben. Die so bereitete Composition wird gerade so wie gewöhnliche Oelfarbe angewandt, nachdem man sie zuvor mit einer Mischung von 2 Theilen Leinöl und 1 Theil Terpentinöl verdünnt hat.

Zwei Anstriche dieser Composition sollen hinreichend sein, um die Oberfläche feuchter Wände gegen den Einfluß der Witterung zu schützen, so daß sie weder Risse bekommen noch sich abschuppen. Die Composition ist eben so anwendbar bei Holz, Metallen ꝛc., und läßt sich daher zu Bauten aller Art, z. B. bei Schiffen, Pfeilern, Pfahlwerk, Eisenbahnschwellen, Brücken ꝛc., mit Vortheil benützen.

Um die Composition bei steinernen Wänden, Mörtel oder Cement anzuwenden, muß man dieselben zuerst gut abkratzen und von allem frühern Anstrich befreien, worauf man sie mit einer Mischung von 1 Theil concentrirter Schwefelsäure und 5 Theilen Wasser gut tränkt; von dieser Flüssigkeit muß man so lange auftragen, bis kein Aufbrausen mehr entsteht. Man läßt hierauf die Oberfläche trocknen und bringt 3 Ueberzüge der erwähnten Composition darauf an, wobei jeder Ueberzug trocken geworden sein muß, ehe man den folgenden aufträgt.

In den Fällen, wo die Oberfläche sehr feucht oder salpeterhaltig ist, erweist es sich vortheilhaft, der erwähnten Composition 8—10 % rohen Spießglanz beizugeben *).

*) Näheres über Baumaterialien sehe man in Accum physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien. Berlin 1826.

§. 58.

Spezifische Gewichte der Baumaterialien.

Benennung der Körper.	Spezifisches Gewicht.	Benennung der Körper.	Spezifisches Gewicht.
Kupfer, gehämmert	9·000	Kalk, abgelöscht, in festem Teige	1·328
„ gegossen	8·788	Puzzolanerde	1·150
Blei, geschmolzen	11·352	Traß	0·8
Zinn	7·291		bis
Zink, geschmolzen	7·037		1·070
Gußeisen	7·207	Santorinerde	1·000
Schmiedeisen	7·788	Mörtel	1·600
Stahl, gehärtet	7·816		bis
Gußstahl	7·919		1·92
Messing	8·200	Béton	1·5
Kanonenmetall	8·788		bis
Kalkstein, dichter	2·450		1·98
Alabaster	2·611	Mauer mit Kalkmörtel von	
Kreide	2·660	Ziegelsteinen, frisch	1·627
Gyps, gegossen und getrocknet	0·973	trocken	1·532
Quarz, fest	2·624	Mauer von Bruchsteinen	
Sandstein	2·350	(Kalkstein), frisch	2·460
Thonschiefer	2·670	trocken	2·400
Basalt	2·662	Mauer von Sandstein, frisch	2·100
Granit	2·801	trocken	2·000
Bimsstein	0·550	Sommereiche, trocken	0·750
Backstein	1·470	frisch	0·840
Feuerstein	2·570	Wintereiche, trocken	0·760
Feldspath	2·570	„ frisch	0·990
Gneis	2·710	Rothtanne, trocken	0·450
Porphyr	2·600	„ frisch	0·540
Kieselstein	2·500	Weißtanne, trocken	0·420
Serpentin	2·770	„ frisch	0·830
Schieferstein	2·740	Kiefer, trocken	0·550
Lava	1·710	„ frisch	0·640
Vulkanischer Tuff	1·380	Lerche	0·472
Ziegel, gebrannte	1·810	Erle	0·500
Kalk, gebrannt	0·650	Esche	0·600
	bis	Weißbuche	0·769
	0·814	Pappel	0·387
Kalk, abgelöscht	0·500	Saalweide	0·529

Benennung der Körper.	Spezifisches Gewicht.	Benennung der Körper.	Spezifisches Gewicht.
Dammerde, locker, trocken .	1·324	Lehm, trocken	1·502
„ nat. feucht . .	1·200	„ nat. feucht	1·375
„ naß	1·911	„ naß	1·980
Sand, trocken	1·40	Kies mit etwas Sand . .	1·52
	bis	„ trocken	1·730
	1·745	„ feucht	1·800
„ nat. feucht	1·660	Schotter, von Kalksteinen .	1·44
„ durchnäßt	1·950	„ „ Sandsteinen .	1·27

§. 59.

Ausdehnung der festen Körper durch die Wärme.

Es ist Thatsache, daß feste Körper zwischen den Temperaturen des schmelzenden Eises und des siedenden Wassers durch gleiche Grade der Wärme nahezu um gleichviel ausgedehnt werden, also die Längenänderung der Temperaturveränderung proportional ist.

Unter der spezifischen Längenausdehnung eines Körpers versteht man das Verhältniß der Ausdehnung, welche durch eine für alle Körper gleich angenommene Temperaturänderung hervorgebracht wird, zur Länge des ganzen Körpers.

Tabelle

der spezifischen Längenausdehnung verschiedener Körper durch die Wärme.

Namen der Körper.	Spezifische Längenausdehnung vom Frost- bis Siedepunkt.	Spezifische Längenausdehnung für jeden Grad R.
Stahl, ungehärtet	0·001 07875	0·0000 1348
„ gehärtet	0·001 37500	0·0000 1719
Gußstahl	0·001 22500	0·0000 1531
Gußeisen	0·001 10940	0·0000 1387
„	0·001 11100	0·0000 1389
Eisen, geschmiedetes	0·001 15600	0·0000 1445
„ „	0·001 25800	0·0000 1572
„ „	0·001 26660	0·0000 1583
„ schwach geschmiedet	0·001 22045	0·0000 1526
Eisendraht	0·001 23504	0·0000 1544
„	0·001 14010	0·0000 1425
Kupfer, geschlagen	0·001 71222	0·0000 2140

Namen der Körper.	Spezifische Längenausdehnung vom Frost- bis Siedepunkt.	Spezifische Längenausdehnung für jeden Grad R.
Kupfer, geschlagen	0·001 72248	0·0000 2153
Messing, gegossen	0·001 86671	0·0000 2334
" "	0·001 88971	0·0000 2362
Messingdraht	0·001 93333	0·0000 2416
Zinn, indisches	0·001 93765	0·0000 2422
" körniges, gemeines	0·002 48333	0·0000 3104
Blei	0·002 84836	0·0000 3560
Zink, gegossen	0·002 94167	0·0000 3677
" gehämmert	0·003 10833	0·0000 3885

Festigkeit der Baumaterialien.

§. 60.

Absolute Festigkeit.

Die Kraft, welche das Zerreißen durch Zug bewirkt, ist:

$$P = A a$$

a ist der Querschnitt des prismatischen Körpers,

A seine Absolute Festigkeit oder die Kraft in Kil., welche im Stande ist, einen Stab von einem Quadratcentimeter Querschnitt zu zerreißen, nach Tabelle I. §. 66.

In der Praxis können die Hölzer keinem beständigen Zuge unterworfen werden, der über $^1/_{10}$ der absoluten Festigkeit ist.

Das Eisen fängt an sich zu verlängern unter einem beständigen Zuge, der gleich $^1/_2$ bis $^2/_3$ der absoluten Festigkeit ist, und die Elasticität wird dabei nicht alterirt; in der Ausführung darf die beständige Belastung in keinem Falle $^1/_3$ der absoluten Festigkeit übersteigen; bei Bauten von großer Dauer darf man nur $^1/_4$ oder $^1/_5$, und, wenn Stöße oder heftige Erschütterungen vorkommen, $^1/_{10}$ nehmen.

Bezüglich der Drähte ist zu bemerken, daß das Ausglühen ungefähr die Hälfte ihrer Stärke wegnimmt.

Bei den Hanfseilen kann die Hälfte der absoluten Festigkeit genommen werden. Nasse Seile haben nur $^1/_3$ so viel Festigkeit wie trockene.

§. 61.

Relative Festigkeit.

(Alle Abmessungen in Metres — Gewichte in Kilogr.)

In der Praxis kommen hauptsächlich folgende 3 Fälle vor:

I. Der Balken ist mit seinem einen Ende eingemauert und trägt 1) das Belastungsgewicht P an seinem freien Ende; 2) ein über seine Länge

gleichförmig verbreitetes Gewicht; 3) sowohl eine gleichförmige Belastung über seine Länge, als auch das Belastungsgewicht P an seinem freien Ende.

II. Der Balken ist an seinen zwei äußersten Enden unterstützt und trägt 1) in seiner Mitte ein Belastungsgewicht P; 2) eine gleichmäßig über seine Länge vertheilte Last; 3) die Combination der Gewichte von 1) und 2).

III. Der Balken ist mit seinen beiden Enden vermauert und trägt 1) in seiner Mitte ein Belastungsgewicht P; 2) eine gleichförmig über seine Länge vertheilte Last; 3) die Combination der Fälle von 1) und 2).

Für I. (1) Fig. 31. Taf. II. wird nach den in dem Anhange §. 3. gegebenen Erläuterungen das Kraftmoment = Pl.

Nach Anhang §. 1 (3) ist das Widerstandsmoment $= \frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$; man hat daher die Gleichung:

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = Pl.$$

Die Gleichung für den Krümmungspfeil ist:

Anhang §. 3 (d) $\quad f = \frac{Pl^3}{3} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}.$

Für einen prismatischen Körper mit rechteckigem Querschnitte von der Breite = b und Höhe = h ist nach Tabelle III. §. 66. der Werth von $\int v^2 dw = \frac{bh^3}{12}$ und $v' = \frac{h}{2}$; daher hat man bei den Werthen von $R_{,}$ aus Tabelle I. §. 66.

$$\left\{\begin{array}{r} \text{für Eichenholz } bh^2 = \frac{Pl}{100000} \\ \text{Tannenholz } bh^2 = \frac{Pl}{85000} \end{array}\right.$$

$$\left\{\begin{array}{r} \text{Gußeisen } bh^2 = \frac{Pl}{1000000} \\ \text{Schmiedeisen } bh^2 = \frac{Pl}{1111000}. \end{array}\right.$$

Für I. (2) Fig. 32 wird das Kraftmoment

$= \frac{pl^2}{2} = \frac{Pl}{2}$ (p = Last für die Längeneinheit).

Das Widerstandsmoment $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$; daher hat man:

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{pl^2}{2} = \frac{Pl}{2}.$$

Für den Krümmungspfeil hat man nach Anhang §. 3 (c'):

$$f = \frac{pl^4}{8} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw} = \frac{Pl^3}{8} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}.$$

Durch Vergleich von I. (1) und I. (2) sieht man in Rücksicht auf das Widerstandsmoment, daß im 2. Falle der Balken zweimal so viel zu tragen im Stande ist, als im ersten.

Für einen prismatischen Körper mit rechteckigem Querschnitte von der b und Höhe h hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{200000} = \frac{Pl}{200000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{170000} = \frac{Pl}{170000}$

„ Gußeisen $bh^2 = \frac{pl^2}{2000000} = \frac{Pl}{2000000}$

„ Schmiedeisen $bh^2 = \frac{pl^2}{2222000} = \frac{Pl}{2222000}$.

Für I. (3) wird Fig. 33 das Kraftmoment $= Pl + \frac{pl^2}{2}$; das Widerstandsmoment $= \frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$, daher hat man: $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = Pl + \frac{pl^2}{2}$.

Für den Krümmungspfeil Anhang §. 3 (c″)

$$f = \left(\frac{Pl^3}{3} + \frac{pl^2}{8}\right) \frac{1}{E \int v^2 dw}.$$

Für einen prismatischen Körper mit rechteckigem Querschnitte von der Breite $= b$ und Höhe $= h$ hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{Pl + \frac{pl^2}{2}}{100000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{Pl + \frac{pl^2}{2}}{85000}$

„ Gußeisen $bh^2 = \frac{Pl + \frac{pl^2}{2}}{1000000}$

„ Schmiedeisen $bh^2 = \frac{Pl + \frac{pl^2}{2}}{1111000}$.

Für II. (1) Fig. 34 wird das Kraftmoment $= \frac{Pl}{4}$; das Widerstandsmoment $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$; folglich hat man: $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{Pl}{4}$ und der Krümmungspfeil

$$f = \frac{Pl^3}{48} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}.$$

Für einen prismatischen Körper mit rechteckigem Querschnitte hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{Pl}{400000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{Pl}{340000}$

für Gußeisen $bh^2 = \frac{Pl}{4000000}$

„ Schmiedeisen $bh^2 = \frac{Pl}{4444000}$.

Für II. (2) Fig. 35 wird: das Kraftmoment $\frac{pl^2}{8}$

(p die Last für die Längeneinheit).

Das Widerstandsmoment $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$; folglich hat man:

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{pl^2}{8}$$

und der Krümmungspfeil $f = \frac{1}{48} \cdot \frac{5}{8} pl^4 \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}$.

Durch Vergleich von II. (1) und II. (2) ergibt sich, daß der Krümmungspfeil für II. (2) $^5/_8$ von jenen II. (1) beträgt; ferner daß der Balken im Falle II. (2) zweimal so viel zu tragen im Stande ist, als im Falle II. (1).

Für einen prismatischen Körper von rechteckigem Querschnitte hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{800000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{680000}$

„ Gußeisen $bh^2 = \frac{pl^2}{8000000}$

„ Schmiedeisen $bh^2 = \frac{pl^2}{8888000}$.

Für II. (3) Fig. 36 wird: das Kraftmoment $= \left(P + \frac{pl}{2}\right) \frac{l}{4}$

Das Widerstandsmoment: $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$, folglich hat man:

$$\frac{R_{,}}{v_{,}} \int v^2 dw = \left(P + \frac{pl}{2}\right) \frac{l}{4}$$

und der Krümmungspfeil: $f = \left(P + \frac{5}{8} pl\right) \frac{l^3}{48} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}$.

Für einen prismatischen Körper mit rechteckigem Querschnitte hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{400000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{340000}$

„ Gußeisen $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{4000000}$

für Schmiedeisen $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{4444000}$.

Für III. (1) Fig. 37 wird das Kraftmoment . . . $\frac{Pl}{8}$.

Das Widerstandsmoment $\frac{R,}{v'} \int v^2 dw$, folglich: $\frac{R,}{v'} \int v^2 dw = \frac{Pl}{8}$

und der Krümmungspfeil $f = \frac{Pl^3}{192} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}$.

Durch Vergleich von III. (1) mit II. (1) sieht man in Rücksicht auf das Biegungsmoment, daß in III. (1) der Biegungspfeil 4 Mal geringer als in II. (1), und in Rücksicht auf das Widerstandsmoment, daß der Balken unter der Bedingung von III. (1) zweimal so viel zu tragen im Stande ist, als unter der Bedingung II. (1).

Für einen prismatischen Balken von rechteckigem Querschnitte hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{Pl}{800000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{Pl}{680000}$

„ Gußeisen $bh^2 = \frac{Pl}{8000000}$

„ Schmiedeisen $bh^2 = \frac{Pl}{8888000}$.

Für III. (2) Fig 38 wird das Kraftmoment:

$= \frac{pl^2}{16}$ (p Last auf die Längeneinheit).

Das Widerstandsmoment:

$= \frac{R,}{v'} \int v^2 dw$, folglich $\frac{R,}{v'} \int v^2 dw = \frac{pl^2}{16}$.

Für den Krümmungspfeil hat man: $f = \frac{1}{48} \cdot \frac{1}{8} pl^4 \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}$.

Für einen prismatischen Körper von rechteckigem Querschnitte hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{1600000}$

„ Tannenholz $bh^2 = \frac{pl^2}{1360000}$

„ Gußeisen $bh^2 = \frac{pl^2}{16000000}$

„ Schmiedeisen $bh^2 = \frac{pl^2}{17776000}$.

Für III. (3) Fig. 39 wird das Kraftmoment $= \left(P + \frac{pl}{2}\right) \frac{l}{8}$.

Das Widerstandsmoment: $= \frac{R,}{v'} \int v^2 dw$; folglich hat man:

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \left(P + \frac{pl}{2}\right) \frac{l}{8}$$

und der Krümmungspfeil: $f = \left(P + \frac{pl}{2}\right) \frac{l^3}{192} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}$.

Für einen prismatischen Körper von rechteckigem Querschnitte hat man:

Für Eichenholz $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{800000}$

" Tannenholz $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{680000}$

" Gußeisen $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{8000000}$

" Schmiedeisen $bh^2 = \frac{\left(P + \frac{pl}{2}\right) l}{8888000}$.

Weniger häufig in der Praxis vorkommende Fälle sind:

IV. Der Balken Fig. 40 ist an seinen zwei äußersten Enden unterstützt und trägt

1) in den Entfernungen c und $c_{,}$ von den Stützpunkten ein Gewicht P;
2) außer diesem Gewicht P noch eine gleichförmig über seine Länge vertheilte Last pl

so hat man für den ersten Fall:

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{cc_{,}}{l} \cdot P \text{ und } f = \frac{1}{E \int v^2 dw} \cdot \frac{Pc^2 c_{,}^2}{3l}.$$

Für den zweiten Fall wird $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{cc_{,}}{2l} \left\{ 2\,P + pl \right\}$.

V. Der Balken Fig. 41 ist an seinen zwei äußersten Enden unterstützt und trägt

1) in der Entfernung c von jedem Stützpunkte eine Last $\frac{1}{2}$ P;
2) außer dieser Last noch ein gleichförmig auf die ganze Länge vertheiltes Gewicht pl, so hat man für den ersten Fall

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{P \cdot c}{2} \text{ und } f = \frac{Pc^3}{6} \cdot \frac{1}{E \int v^2 dw}$$

für den letzten Fall hat man: $\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{Pc}{2} + \frac{1}{2}\, plc \left\{ 1 - \frac{c}{l} \right\}$.

VI. Der Balken Fig. 42 ist mit einem Ende eingemauert und mit dem andern freien Ende unterstützt, in seiner Mitte hängt ein Gewicht P, so hat man

$$\frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw = \frac{3\,Pl}{16} \text{ und}$$

für den Biegungspfeil: $f = \frac{1}{E \int v^2 dw} \cdot \frac{Pl^3}{48 \sqrt{5}}$.

Durch Vergleichung der Fälle II. (1), VI. und III. (1) findet man, daß sich die Senkungen verhalten wie: $1 : \frac{1}{\sqrt{5}} : \frac{1}{4}$.

§. 62.

Körper von gleicher Festigkeit gegen das Abbrechen.

Wenn ein Körper von durchaus gleicher Breite an einem Ende eingemauert und an dem andern freien Ende mit einem Gewichte P belastet ist, wenn ferner das eigene Gewicht des Körpers nicht berücksichtigt wird, hat die krumme Linie AmC Fig. 43 die Form einer quadratischen Parabel und kann daher leicht graphisch verzeichnet werden, sobald die nöthigen Dimensionen bekannt sind.

Für die Breite des Körpers = b, die Höhe AB = h, hat man zur Bestimmung von h

$$Pl = \frac{R, bh^2}{6}.$$

§. 63.

Rückwirkende Festigkeit.

a) Für Körper von geringer Höhe.

Wenn die Dimension eines Körpers nach der Richtung des Druckes klein ist, im Verhältnisse zu den darauf senkrechten Abmessungen, so ist die Kraft, welche das Zerdrücken des Körpers bewirkt, unabhängig von der Länge und proportional dem Querschnitt.

Die Kraft, welche das Zerdrücken bewirkt, ist also

$$P = A . a$$

a ist der Querschnitt des Körpers,

A seine rückwirkende Festigkeit aber die Kraft in Kilogr., welche im Stande ist, einen Körper von einem Quadratcentimeter Querschnitt zu zerdrücken nach beifolgender Tabelle.

Nach den Erfahrungen, welche bei größern Bauten gemacht worden sind, soll man den Steinen nicht mehr als $^1/_{20}$ der Last aufladen, welche das Zerdrücken zur Folge hat.

Bei Säulen und dünnen Pfeilern darf man nur $^1/_{40}$ bis $^1/_{50}$ nehmen.

Bei dem Holz darf der permanente Druck nicht $^1/_{10}$ der rückwirkenden Festigkeit übersteigen.

Bei Eisen ist dieser Druck $^1/_4$ bis $^1/_5$ der rückwirkenden Festigkeit; finden Stöße statt, so darf nur der 10te Theil genommen werden. Gußeiserne Bogen bei Eisenbahnbrücken dürfen nur auf den 100sten Theil ihrer rückwirkenden Festigkeit in Anspruch genommen werden. Worin gibt folgende Tabelle.

Tabelle

über den Widerstand verschiedener Körper gegen Zerdrücken.

(Den Quadratcentimeter als Flächeneinheit.)

Angabe der Materialien.	Gewicht des Kubikmet. K.	Gewicht, welches einen Würfel von 0·01 Metr. zerdrückt. K.	Gränze der dauernden Belastung, wenn das Verhältniß der Höhe zur kleinsten Seite der Grundfläche ist				
			unter 12 K.	12 K.	24 K.	48 K.	60 K.
Starkes Eichenholz . .	980	300	30·0	25·0	15·0	5·0	2·5
Schwaches „ . .	840	190	19·0	8·4	5·6		
Rothtanne	450	375	37·0	31·0	18·7	7·5	
Weißtanne	420	97	9·5	8·2	4·9		
Schmiedeisen . . .	7788	4900	1000	835·0	500	167·0	84·0
Gußeisen	7207	10000	2000	1670·0	1000	333·0	167·0
Granit, gewöhnlich . .	2801	420					
„ hart . . .		700					
Porphyr	2600	2000					
Basalt	2660	2000					
Kalkstein, gewöhnlich .	2430	86—144					
„ hart	2450	211—500					
Harter Marmor . .	2800	1000					
Sandstein, weich . .	2200	4					
„ gewöhnlich .	—	500—600					
„ hart . .	2350	870—900					
Backstein, weich . . .	—	40—60					
„ hart . . .	1470	120—150					
Klinker		100					
Luftmörtel	1600	19—35					
Wassermörtel . . .	1680	40—60					
Béton	1580	29·3—40					

b) Für lange stabförmige Körper.

Wenn die Höhe des prismatischen Körpers größer ist, als 10 bis 12 Mal der Dicke desselben, so hat man die Belastung P in Kilog., bei welcher der Körper eine bleibende Biegung annimmt; vorausgesetzt, daß er sich in allen seinen Theilen frei biegen kann, für jede Querschnittsform $P = E \int v^2 dw \cdot \frac{\pi^2}{l^2}$; worin

l die Länge des Körpers in Meter, $\pi = 3{\cdot}14159$,

E der Elasticitätsmodul des betreffenden Materials aus Tabelle I. §. 66.

$\int v^2 dw$ das dem Querschnitt des Körpers entsprechende Trägheitsmoment aus Tabelle III. §. 66.

Für einen Stab von rechteckigem Querschnitt hat man also:

$$P = \frac{E}{12} \cdot \frac{\pi^2\, b h^3}{l^2}$$

wo h die kleinere und b die größere Querschnittsdimension bezeichnet.

Für einen cylindrischen Stab vom Durchmesser d hat man:

$$P = \frac{E}{16} \cdot \pi^2 \left(\frac{d}{l}\right)^2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4}.$$

Für einen hohlen Cylinder: d äußerer und d_1 innerer Durchmesser

$$P = \frac{E}{64} \cdot \pi^3 \frac{d^4 - d_1^4}{l^2}.$$

Um praktische Dimensionen zu erhalten, muß man in den Formeln für P eine Last in Rechnung bringen, die 10 bis 20 bis 40 Mal größer ist, als diejenige, welcher der Körper wirklich ausgesetzt ist.

§. 64.

Torsionsfestigkeit

nennt man:

P die Kraft in Kilog., welche das Verwinden bewirkt;

q in Meter die Länge des Hebelarmes, an welchem P wirkt;

T ein von der Natur des Materials, aus welchem der Körper besteht, abhängiger Coefficient, durch welchen die an der Oberfläche des verwundenen Stabes stattfindende größte Spannung der Fasern gemessen wird, so ist

für cylindrische Stäbe vom Durchmesser d, $Pq = T \frac{\pi}{16} \cdot d^3$

„ quadratische Stäbe: b Seite des Quadrats, $P q = T \frac{b^3}{3\sqrt{2}}$

„ parallelepipedische Stäbe: b und h die Querschnittsdimensionen, $Pq = T . \frac{b^2 h^2}{3\sqrt{(b^2 + h^2)}}$

Will man mit diesen Formeln die Dimensionen von Achsen oder Wellen so bestimmen, daß sie mit Sicherheit einem gegebenen Torsionsmoment zu widerstehen vermögen, so darf man für T nur den 10ten, 20sten oder 30sten Theil der Coefficienten in Rechnung bringen, welche die Tabelle I. §. 66. enthält.

§. 65.

Ausdehnung und Zusammendrückung von Stäben

nennt man:

L die natürliche Länge eines Stabes;

a den Querschnitt desselben;

P die ausdehnende oder zusammendrückende Kraft in Kilogr.;

e die durch P hervorgebrachte Verlängerung oder Verkürzung des Stabes;

E Modulus der Elasticität des Materials, aus welchem der Stab besteht (Tabelle I. §. 66.), d. h. die Kraft, welche nöthig wäre, um einen Stab von 1 Quad.-Meter Querschnitt noch einmal so lang oder noch einmal so kurz zu machen, als er ursprünglich im natürlichen Zustande ist; so hat man für Ausdehnungen und Verkürzungen in den Gränzen der Elasticität:

$$e = \frac{P}{a} \cdot \frac{L}{E}; \quad \frac{P}{a} = E \frac{e}{L}.$$

§. 66.

Tabelle I.

Zusamenstellung der Coefficenten für die Festigkeit und Elasticität der Materialien.

ngabe des terials.	Kilogramm per Quadratcentimeter.	Kilogramm per Quadratmeter.			
	Absolute Festigkeit.	Elasticitäts-Coefficient. E	Torsions-Coefficient. T	Bruch-Coefficient. R	In der Praxis nicht zu überschreit. Gränze. R,
nholz, stark .	800	1 200 000 000	2 800 000	7 000 000	700000
, schwach	600			6 000 000	600000
tanne . . .	750—850	1 000 000 000	2 400 000	5 111 000	511100
itanne . . .	650			6 500 000	650000
eisen . . .	1000—1300	10 000 000 000- 11 000 000 000	30 000 000	28 480 000 30 000 000	5 000 000 7 500 000
niedeisen, dünne täbe . . .	4350	20 000 000 000 25 000 000 000	70 000 000	70 000 000	11 666 000 17 500 000
niedeisen, dickere täbe . . .	3400	15 000 000 000 22 000 000 000	45 000 000	40 000 000	6 666 000 10 000 000
hl, mittl. Qual.	7500	30 000 000 000	75 000 000		
stahl . . .	10000	24 000 000 000	100 000 000		
nnenmetall .	2600	7 000 000 000	23 000 000		
draht . . .	3600—8000	18 000 000 000			
ferdraht . .	4000—7000				
ingdraht . .	5000—8500				
ffeile . . .	510—600				

Tabelle II.

Für zusammengesetzte Stücke (nach Ardant).

Art der usammensetzung.	Natur des Materials.	E	R	R,
ide Hölzer verzahnt oder verplattet.	Eichen- oder Tannenholz.	960 000 000 1 000 000 000	4 000 000	300 000 400 000
len- oder Balkenbogen.	Eichen- oder Tannenholz.	500 000 000	3 000 000	300 000 350 000
mmengesetzte Stücke und Bogen.	Guß- oder Schmiedeisen.	14 000 000 000	42 000 000 50 000 000	4 200 000 5 000 000

Tabelle III.

Zusammenstellung der Werthe von

$$\int v^2 dw.$$

Querschnittsform.

Taf. II. Fig. 53. $\frac{bh^3}{12}$

" 54. $\frac{h^4}{12}$

" 55. $\frac{\pi d^4}{64}$

" 56. $\frac{\pi}{64}(d^4 - d_{,}^4)$

" 57. $\frac{\pi b h^3}{64}$

" 58. $\frac{\pi}{64}(bh^3 - b_{,} h_{,}^3)$

" 59. $\frac{b}{12}(h^3 - h_{,}^3)$ oder $\frac{b}{12}\left\{6 h h_2 (h - 2 h_2) + 8 h_2^3\right\}$

" 60. $\frac{b}{12}\left\{6 h h_{,} (h - 2 h_{,}) + 9 h_{,}^3\right\}; z = \frac{h}{2}$

" 61. $\frac{b}{12}\left\{6 h h_{,} (h - 2 h_{,}) + 6 h_0 h_{,} (h_0 - 2 h_{,}) + 16 h_{,}^3\right\}; z =$

" 44 und 45. $\frac{1}{12}\left\{b_{,} h_{,}^3 + b (h^3 - h_{,}^3)\right\}; z = \frac{h}{2}$

" 46. $\frac{1}{12}\left\{b (h^3 - h_{,}^3) + b_{,} (h_{,}^3 - h_2^3)\right\}; z = \frac{h}{2}$

" 47. $\frac{1}{3}\left\{b z^3 - (b - b_{,}) (z - h_{,})^3 + b_{,} (h - z)^3\right\};$

$$z = \frac{1}{2} \cdot \frac{b_{,} h^2 + b h_{,}^2 - b_{,} h_{,}^2}{b_{,} h + b h_{,} - b_{,} h_{,}}$$

" 48. $\frac{1}{3}\left\{ b \left[(h + h_{,} - z)^3 - (h_{,} - z)^3\right] + b_{,} \left[z^3 + (h_{,} - z)^3\right]\right\}$ und $z = \frac{1}{2} \cdot \frac{b h^2 + b_{,} h_{,}^2 + 2b}{b h + b_{,} h_{,}}$

" 49. $\frac{1}{12}\left\{b h_{,}^3 + b_{,} (h^3 - h_{,}^3)\right\}$ und $z = \frac{h}{2}$

" 50. $\frac{1}{12}\left\{b_{,} (h^3 - h_3^3) + (b - b_{,}) (h_{,}^3 - h_2^3)\right\}$ und $z = \frac{h}{2}$

" 51 und 52. $\int v^2 dw = \int y^2 dw - K^2 \int dw.$

§. 67.

Erfahrungen über die absolute Festigkeit der Eisendrähte.

Bezeichnung der Drähte.	Durchmesser in Millim.	Zug der Quadrat-Millim. im Augenblicke des Bruchs	Verlängerung per Meter vor dem Bruche.	Bleibende Ausdehnung per Meter.	Bemerkungen.
		Kil.	Millim.	Millim.	
Drähte aus der Manufactur von Besançon.					
Nr. 1 weich	0·618	86·10	—	—	
„ 3 zerbrechlich	0·732	80·80	—	—	Secuin.
„ 5 dto.	0·911	72·30	—	—	
„ 7	1·080	71·20	—	—	
„ 9 z. zerbrechlich	1·293	69·80	—	—	
„ 11 s. weich	1·476	58·60	—	—	
„ 13	1·800	57·20	—	—	
„ 15	2·226	51·90	—	—	
„ 17 brüchig	2·695	68·10	—	—	
„ 18	3·087	84·00	—	—	
„ 19	3·492	78·20	—	—	
„ 21	4·812	62·50	—	—	
„ 23 weich	5·942	62·60	—	—	
„ 18 (kleines Kaliber)	3·08	72·84	—	—	Leclerc.
„ 18	3·02	77·28	—	—	
„ 18	3·00	79·09	—	—	
„ 18	2·97	67·34	—	—	
„ 18	2·94	76·46	—	—	
„ 17 (großes Kaliber)	2·88	53·52	—	—	
„ 17	2·85	73·32	—	—	
„ 17	2·82	70·97	—	—	
„ 17	2·80	73·05	—	—	
„ 17	2·80	76·29	—	—	
„ 18	3·20	79·54	4·30	2·23	Le Blanc.
„ 18	3·30	77·81	4·75	2·37	
„ 18	3·35	75·03	3·80	2·75	
„ 18	3·40	74·38	3·44	2·59	
„ 18	3·45	71·76	3·50	1·83	
„ 4	0·85	76·40	5·80	—	Dufour.
„ 13	1·90	63·50	4·70	—	
„ 14	2·10	60·30	4·00	—	
„ 17	2·75	61·60	3·00	—	

Zweiter Abschnitt.

Einfache Constructionen.

Einfache Constructionen.

§. 68.

Von den Constructionen im Allgemeinen.

Eine Construction nennen wir jede mechanische Verbindung gewisser Körper zu einem System, welches bestimmten Forderungen Genüge leisten soll.

Diese Forderungen werden von dem Zwecke bedingt, welchen die Construction erfüllen soll, und bestimmen:

1) die Gestalt derselben,
2) das Material,
3) die Bedingungen des gegenseitigen Gleichgewichts im System und in seinen Theilen, oder die Wirkungen der vorhandenen Kräfte.

Eine jede Construction unterliegt demnach der Betrachtung ihrer geometrischen, physischen, statischen und mechanischen Eigenschaften.

Die Verbindungen und Formen, welche durch die physischen Eigenschaften der Materialien bedungen werden und welche in die verschiedenen Constructionen als einzelne Theile eingehen, nennen wir einfache Constructionen oder Elemente; diejenigen aber, welche aus diesen Elementen zusammengesetzt, einen gewissen gegebenen Zweck erfüllen, nennen wir zusammengesetzte Constructionen.

Die Idee einer Construction für einen bestimmten Zweck nennt man Entwurf oder Project.

Alle Arbeiten, welche die Ermittlung der bestimmenden Umstände des Entwurfs zum Zwecke haben, heißen Vorarbeiten.

Die Arbeiten, welche vorgenommen werden, um die in dem Entwurfe dargestellte Construction mit dem gewählten Materiale wirklich herzustellen, bilden die Ausführung der Construction.

Die Materialien sowohl, als die für die Bearbeitung und Ausführung des Entwurfs nöthigen Arbeiten haben gewisse Preise, deren Summe die Kosten der Construction ausmachen.

Eine jede Construction leidet nach und nach durch den Einfluß äußerer Einwirkungen und durch die Wirkungen ihres Gebrauchs, so daß sie nach Verlauf eines gewissen Zeitraumes ihren Zweck nicht mehr erfüllen kann. Diesen Zeitraum nennt man die Dauerzeit der Construction.

Diese Dauerzeit kann verlängert werden durch die Unterhaltung der Construction.

Viele Constructionen sind von der Art, daß die Erfüllung ihres Zwecks oder der Betrieb besondere Arbeiten nöthig macht, die man unter dem Dienst der Construction versteht.

Die Kosten einer jeden Construction zerfallen daher: in die Kosten der Ausführung, die Kosten der Unterhaltung und des Betriebs.

Die Constructionen, welche man zur Zeit als Werke des Wasser- und Straßenbaues bezeichnet, sind ihrem Zwecke nach sehr verschieden und dienen entweder:

1) Zur Regulirung der Flüsse und Ströme.
2) Zur Leitung und Förderung der Wasser für verschiedene Bedürfnisse des Lebens und der Gewerbe.
3) Zur Ableitung schädlicher Wasser.
4) Zur Vertheidigung der Meeresküsten.
5) Zur Bildung der Communicationen, als: Land- und Wassercommunicationen.
6) Zur Herstellung von Uebergängen über Thäler, Schluchten, Flüsse ꝛc.

Einfache Constructionen.

Die einfachen Constructionen oder Verbindungen der Materialien können eingetheilt werden:

1) In Verbindungen von Holz mit Holz.
2) In Verbindungen von Holz mit Holz durch Eisen als Befestigungsmittel.
3) In Verbindungen von Stein mit Stein.
4) In Verbindungen von Stein mit Stein oder Holz durch Eisen als Befestigungsmittel.
5) In Verbindungen von Eisen mit Eisen.
6) In Verbindungen von Eisen mit Stein durch Eisen als Befestigungsmittel.

§. 69.

1. Holzverbindungen.

Die Hölzer, welche zu Bauconstructionen verwendet werden, haben in der Regel einen rechteckigen oder quadratischen Querschnitt, und werden in drei Lagen mit einander verbunden: in horizontaler, senkrechter und geneigter Lage.

Zu den Verbindungen der Hölzer, welche in horizontaler Lage angewendet werden, gehören die Verbindungen der Wechsel und Stiche mit Balken. Diese sind entweder: stumpf eingeplattet oder verzapft. Die Verzapfung ist entweder eine gewöhnliche oder eine solche mit rechtwinklicher, schräger oder verdeckter Versatzung.

Ferner gehören hierher: die Verbindungen von Balken mit Pfetten und Schwellen. Der Balken ist entweder stumpf aufgebollt, oder es ist die Pfette in den Balken eingelassen und aufgebollt; es kann ferner der Balken auf halbe Pfettendicke aufgekämmt, oder in das Mittel gekämmt oder schwalbenschwanzförmig aufgekämmt sein.

Ferner gehören hierher: die Längenverbindungen der Hölzer. Hier wird die Verbindung bewerkstelligt: durch rechtwinklichte Verplattung mit Dollen; durch unterschnittene Verplattung mit Dollen; durch schräge Verplattung; durch ein rechtwinkliches Hackenplatt; durch gewöhnliche und schräge Verzapfung; durch Ver-

blattung mit einer Zunge; durch Verblattung mit verdecktem Schwalbenschwanz; durch ein schräges Hackenblatt mit oder ohne Zunge.

Endlich gehören hierher die verschiedenen Eckverbindungen von Schwellen, Pfetten und Mauerlatten. Hier sind die Hölzer entweder: stumpf gegährt, oder halb verblattet und halb gegährt, oder es ist eine Gährung mit verdecktem Zapfen, oder eine Verzapfung mit halber Gährung, oder eine reine Verzapfung, oder eine Verkämmung, oder endlich eine windschiefe Verblattung.

[Zeichnen der Verbindungen im Vortrage.]

Die Verbindung der Hölzer, welche in verticaler Lage angewendet werden, läßt sich hauptsächlich auf dreierlei Arten bewirken: durch Verzapfung, durch Aufdollung und durch Aufpropfung.

Bei der ersten Art erhält der eine Theil einen viereckigen oder runden Zapfen, der andere eine entsprechende Vertiefung; bei der zweiten Art erhalten beide Theile gleiche Vertiefungen, in die ein gemeinschaftlicher Dollen zu stehen kommt; bei der dritten Art greifen beide Theile auf eine gewisse Länge ineinander ein, doch so, daß in keinem Querschnitte eine Schwächung entsteht. Hierher gehören auch die Verzapfungen der Pfosten mit Schwellen und Pfetten. Bei Mittelpfosten ist die Verzapfung die gewöhnliche; bei Endpfosten wird ein abgesteckter Zapfen mit oder ohne Versatzung angebracht, auch kann der abgesteckte Zapfen mit abgesteckter Versatzung seine Anwendung finden. Starke Pfosten, die auf Schwellen sitzen, erhalten öfters zwei Zapfen oder, wenn ein einseitiger Schub stattfindet, setzt man sie mit der ganzen Stärke etwas in die Schwelle ein. Bei allen derartigen Verzapfungen dürfen die Zapfen nicht in den Zapfenlöchern aufsitzen, sondern dieselben haben nur den Zweck, eine Verschiebung zu verhindern.

Die Verbindung der Hölzer, welche in geneigter Lage angewendet werden, mit Pfosten oder Schwellen, geschieht entweder in Form einer stumpfen Versatzung, oder durch Verzapfung mit rechtwinklicher oder schräger Versatzung, oder mit Verzapfung ohne Versatzung. Wesentlich verschieden sind die Verbindungen, wenn die geneigten Hölzer nicht einen Druck, sondern einen Zug auszuhalten haben. Hier kommt entweder die schwalbenschwanzförmige Verzapfung mit Keil, oder das rechtwinkliche kurze oder durchgehende schwalbenschwanzförmige Zangenblatt in Anwendung.

[Zeichnen der Verbindungen im Vortrage.]

Die Werkzeuge des Zimmermanns sind folgende: Axt, Beil, Queraxt, Handbeil, Bundaxt, Bundsäge, Handsäge, Gradsäge, Fuchsschwanz, Lochsäge, Stemmeisen, Hohlmeißel, Spitz-, Löffel-, Centrum-, Schneckenbohrer, Winkelmaß*).

§. 70.

2. Verbindungen von Holz mit Holz durch Eisen als Befestigungsmittel.

Obige Holzverbindungen gewähren selten für sich allein die erforderliche Festigkeit. In den meisten Fällen müssen die Hölzer außer ihrer künstlichen Verbindung noch durch Eisen zusammengehalten werden.

---

*) Näheres hierüber sehe man in Emmy, Zimmermannskunst.

Die eisernen Befestigungsmittel sind:

1) Nägel oder Schrauben,
2) Kloben,
3) Klammern,
4) Bolzen,
5) Bänder.

ad 1. Die Nägel werden hauptsächlich angewendet, um geschnittenes Holz, Bretter oder Bohlen auf ihr Lager zu befestigen. Man kann annehmen, daß sie genug anziehen, wenn sie 0·045 Mtr. tief in das Lager eindringen. Ist das anzunagelnde Holz von der Dicke d, so nimmt man gewöhnlich die Nagellänge 3 d. Dem Querschnitte der Nägel gibt man in der Regel die Gestalt eines länglichen Vierecks, damit sie bei dem Einschlagen das Holz nicht so leicht spalten.

Die Nägel sollten aus dem besten, zähesten Eisen verfertigt werden.

Die Kraft, welche nöthig ist, um einen Nagel von 0·007 Kil. Gewicht, welcher 0·03 Mtr. tief steckt, auszureißen, beträgt:

bei trockenem Eichenholze . . . . . . 250 Kil.
„ „ Tannenholze . . . . . . 150 „
„ „ Buchenholze . . . . . . 333 „

Statt den Nägeln gebraucht man häufig auch die Holzschrauben. Dieselben werden in verschiedenen Größen angefertigt. Holzschrauben von 0·05 Mtr. Länge, 0·1056 Mtr. äußerm und 0·0028 Mtr. innerm Durchmesser, die mit 12 Gängen in Brettern von 0·027 Mtr. Dicke stecken, können mit Sicherheit folgende Gewichte tragen: In Tannenholz . . . . 35 Kil.
„ Eichenholz . . . . 68 „
„ Ulmenholz . . . . 59 „
„ trocknem Eschenholz . . . . . . 71 „

ad 2. Kloben. Diese haben denselben Zweck wie die Nägel, nur werden sie da angewendet, wo das zu befestigende Holz nicht durchbohrt werden darf, und wo es sich mehr nur um eine Pressung desselben auf seine Unterlage handelt. Beim Eisenbahnbau finden die Kloben häufig Anwendung, um die Schienen gegen ihre Unterlagsschwellen zu pressen.

ad 3. Klammern, wodurch zwei verschiedene Stücke, Stein oder Holz, zusammen verbunden werden, sind aus Stangeneisen angefertigt, welches an beiden Enden nach einem rechten Winkel umgebogen ist. Schlägt man solche Klammern in Holz, so müssen beide Enden zugespitzt sein.

Die Klammern finden ihre Anwendung besonders bei Arbeitsgerüsten, wo keine dauernde Verbindung der einzelnen Hölzer nothwendig ist, ferner bei Häng- und Sprengwerk-Constructionen.

ad 4. Bolzen. Diese haben den Zweck, irgend zwei oder mehrere Theile einer Construction gegeneinander zu pressen. Man unterscheidet viererlei Arten von Bolzen: Schraubenbolzen, Splintbolzen, Oehrbolzen und Bandbolzen.

Die Schraubenbolzen für Holzverbindungen sind entweder aus rundem oder quadratischem Stabeisen angefertigt und haben viereckige Köpfe und Muttern. Ihre Stärke bestimmt sich nach der Größe des Zugs, den sie auszuhalten haben. Ist

P die Belastung der Schraube,
d der innere Durchmesser in Centimeter,
so hat man:

$$d = 0{\cdot}0674 \sqrt{P}$$

den äußern Durchmesser macht man gleich $6/5$ d, so daß die Tiefe des Gewindes $1/10$ d, beträgt. Die Höhe des Schraubenganges nimmt man $1/5$ d. Wird die Mutter nicht oft aufgeschraubt, so wird ihre Dicke dem äußern Durchmesser der Spindel gleich; sie enthält dann sechs Umgänge. Muß oft aufgeschraubt werden, so macht man die Mutter $1\,1/3$ Mal so dick, als der äußere Durchmesser der Spindel groß ist, oder $8/5$ d. Diese Verhältnisse passen ebenso auf dreieckige wie auf viereckige Schrauben. Die Breite des quadratischen Schraubenkopfs ist gleich der Breite der Schraubenmutter, gleich der dreifachen Spindeldicke.

Damit die viereckigen Schraubenmuttern bei dem Anziehen der Schraube die Holzfasern nicht aufreißen, wird ein kreisförmiges eisernes Scheibchen unterlegt.

Die Bolzen für Eisenverbindungen haben immer cylindrische Spindeln von der Stärke:

$$d = \frac{1}{9} \sqrt{P}.$$

Dem cylindrischen Kopf solcher Bolzen gibt man einen Durchmesser gleich der doppelten Spindeldicke, und eine Höhe gleich der halben Höhe der Schraubenmutter, welch letztere bestimmt wird durch die Formel:

$$h_{\text{Centim.}} = 0{\cdot}24 + 1{\cdot}16\ d.$$

Die Schraubenmutter erhält die Form eines sechsseitigen Prismas, wovon die Ecken etwas abgedreht sind.

Der Splintbolzen erhält kein Gewinde, sondern einen länglichten Schlitz, in welchen ein schmiedeiserner Keil eingetrieben wird. Unter den Keil kommt eine kreisförmige eiserne Scheibe zu liegen. Die Anwendung der Splintbolzen ist besonders da von Vortheil, wo es sich darum handelt, eine Verbindung zweier Theile öfter wieder zu lösen.

Die Oehrbolzen sind Bolzen mit Gewinde und Schraubenmutter, welche statt dem Kopfe ein sogenanntes Ohr haben, in welches in der Regel ein Hacken eingreift.

Die Bandbolzen endlich sind solche, bei denen die Spindel in ein gerades Band ausgeht.

ad. 5. **Bänder.** Hier unterscheidet man: gerade, viereckige und runde Bänder.

Das gerade Band wird hauptsächlich da angewendet, wo es sich weniger um eine Pressung als um die Vermeidung des Auseinandergehens der Fugen handelt und wo keine Schwächung des Holzes eintreten soll.

Das viereckige und runde Band ist vorzugsweise da anwendbar, wo es sich um Aufeinanderpressung mehrerer Hölzer handelt, und zwar nach einer oder zwei Richtungen.

[Zeichnen verschiedener Verbindungen im Vortrage.]

§. 71.
Verbindungen von Stein mit Stein.

Eine Baumasse, welche aus gehauenen Steinen zusammengesetzt ist, nennt man ein Haustein- oder Quadergemäuer; besteht dieselbe aus Bruch- oder Backsteinen, so heißt sie Bruch- oder Backsteingemäuer. Der Zweck, den man bei jeder Verbindung von Hau- oder Bruchsteinen im Auge hat, ist, eine Masse zu bilden, welche nahe dieselbe Festigkeit hat, wie wenn sie aus einem Stück bestünde.

Eine Hauptregel bei der Zusammensetzung einer solchen Baumasse aus einzelnen Steinen ist daher die: die Steine abwechselnd nach der Länge und Breite so zu versetzen, daß die Fugen zweier aufeinanderfolgenden Schichten niemals zusammentreffen.

Die Länge eines Steins, um die er in die Dicke der Mauer hineinreicht, heißt seine Binderlänge.

Ein Stein, der an der Vorderseite länger ist, als in seiner Binderlänge, heißt Läufer. Ein Stein, dessen Binderlänge größer ist, als die der Vorderseite, heißt Binder oder Strecker; reicht ein Stein von einer Stirn der Mauer zur andern, so heißt er Durchbinder.

Bei einem zugehauenen Quader heißt die Fläche, auf welche er in der Mauer gelegt werden soll, das untere, die dieser gegenüberliegende das obere Lager; die Fläche gegen den seitwärts angränzenden Stein heißt Stoßfugenfläche oder kurz Stoß-Fuge; die äußere in das Gesicht fallende Fläche des Steins heißt das Haupt, die Stirn des Steins.

Auf Taf. III. sind verschiedene Quadersteinverbindungen angegeben.

Die Fig. 90 zeigt die Anordnung der Steine für einen sehr dünnen Pfeiler; alle Steine sind Durchbinder und haben an ihrer Stirne gleiche Länge.

In Fig. 91 sieht man die Anordnung der Steine für einen etwa 1·2 Mtr. starken Brückenpfeiler. In jeder Schicht wechseln Läufer und Binder mit einander ab. Die Binder sind durchgreifend und schwalbenschwanzförmig bearbeitet.

Die Fig. 92 zeigt die Anordnung, wo die Binder nicht durchgreifen, sondern an Läufer anstoßen. In den aufeinanderfolgenden Schichten wechseln Läufer und Binder so mit einander ab, daß an der vordern Seite des Mauerwerks einmal nur Läufer und dann nur Binder erscheinen.

In Fig. 93 ist die Anordnung so, daß in jeder Lage Läufer und Binder mit einander abwechseln.

Die Fig. 94 zeigt den Steinverband, wobei mehr Läufer wie Binder vorkommen, indem in jeder Schicht auf je einen Binder zwei Läufer folgen.

In Fig. 95 ist die Anordnung so, daß in der ersten, dritten, fünften Schicht nur Läufer vorkommen; in der zweiten, vierten, sechsten Schicht aber Läufer und Binder regelmäßig abwechseln.

Selten wird eine Mauer in ihrer ganzen Dicke aus Werkstücken aufgeführt, sondern es wird vielmehr nur eine Quaderverkleidung oder Verblendung gebildet und der übrige Theil des Mauerwerks aus Bruch- oder Backsteinen hergestellt. Erhält eine Mauer von zwei Seiten eine Quaderverkleidung, so nennt man die übrige Mauermasse Füllsteinmauerwerk. Dieses letztere ist um so

besser, je gleicher es mit den einzelnen Quaderlagen abgeebnet wird, und je mehr sich die Füllsteine den Räumen, welche sie ausfüllen sollen, anschließen.

In Fig. 96 ist der Steinverband für einen Brückenpfeiler von mittlerer Stärke angegeben, wobei die Binder schwalbenschwanzförmig bearbeitet erscheinen. Besteht das Füllmauerwerk aus Bruchsteinen, so sind die größten und lagerhaftesten unter die Binder zu legen.

Die Fig. 97 zeigt den gewöhnlichen Steinverband mit Läufern und Bindern für einen Brückenpfeiler von mittlerer Stärke und sphäroidischer Zuspitzung.

Die Fig. 98 zeigt den Steinverband für einen dicken Pfeiler mit halbkreisförmiger Abrundung.

Die Fig. 109 und 110 zeigen endlich noch den Steinverband bei Flügelmauern.

Bei allen Quadermauern, wo die Steine einem großen Drucke ausgesetzt sind, sollte man die Kanten der Lagerfugen abfaçen, um das Ausspringen derselben zu verhüten. Eine solche Abfaçung sieht man an den Steinen des Pfeilers Fig. 101. Will man dem Mauerwerk ein sehr festes Ansehen geben, so erhalten die Quader an ihren Lagerfugen außer der Abkantung noch einen rechtwinklichen Einsatz, wie dieß bei dem Pfeiler Fig. 100 ersichtlich ist.

Ein noch massigeres Ansehen wird dem Mauerwerke dadurch gegeben, daß man die Stirnen der einzelnen Quader rauh läßt, statt sie glatt zu bearbeiten oder zu scharriren, wie dieß bei dem Pfeiler Fig. 99 der Fall ist. Die Rauheit der Stirne des Quaders kann verschieden sein, je nachdem man das eine oder andere Instrument dabei anwendet. Wird die Fläche nur mit der Zweispitze bearbeitet, so heißt sie *gespitzt*. Soll die Fläche ebener sein, so wird noch der Kronhammer und Stockhammer angewendet, d. h. die Fläche wird *gestockt* oder *gekrönelt*. Häufig werden die Stirnflächen gekrönelt und erhalten nur einen Schlag mit dem Scharrireisen an den Kanten, wie dieß an dem Sockel des Pfeilers Fig. 99 zu ersehen ist.

Die Werkzeuge des Steinhauers sind:

1) Das Scharrireisen mit Stahlschneide.
2) Das Schlag- und Spitzeisen.
3) Der Schlegel.
4) Der Spitzhammer, Zweispitze.
5) Der Stockhammer, ein Hammer mit zwei viereckigen Köpfen, die mit pyramidalischen Spitzen versehen sind; er folgt auf den Spitzhammer.
6) Der Kron- oder Splitthammer, ein Hammer, dessen Schneiden mit Zähnen versehen sind.
7) Der Zurichthammer, ein Hammer mit zwei stumpfen Schneiden.
8) Das eiserne Winkelmaß und Lineal.
9) Das Schrägmaß.
10) Die Steinsäge.

Besondere Erwähnung verdienen die *Backsteinverbindungen*.

Eine Mauer, deren Stärke gleich der Breite eines Backsteins ist, heißt eine *halben* Stein starke; eine, deren Stärke gleich der Länge eines Steins ist, *einen*

Stein starke; eine, deren Stärke gleich einer Länge und einer Breite eines Steins ist, anderthalb Stein starke Mauer u. s. f.

Für den Verband der Steine im Allgemeinen gelten folgende Regeln:

1) Läufer und Binderschichten müssen der Höhe der Mauer nach abwechseln und es dürfen nie die Stoßfugen zweier übereinanderliegenden Schichten in dieselbe Verticale fallen.

2) Bildet die Mauer ein Eck, so muß, wenn an der einen Seite eine Laufschicht liegt, dieselbe Schicht an der andern Seite eine Binderschicht sein.

3) Ist die Mauer eine 1, 2, 3, 4 Stein starke, so ist die Schicht, welche auf einer Seite der Mauer Läufer zeigt, auch auf der entgegengesetzten Seite eine Läuferschicht; ist aber die Mauer eine 1½, 2½, 3½ Stein starke, so zeigt die Schicht, welche auf einer Seite als Läuferschicht auftritt, auf der entgegengesetzten Binder, und umgekehrt.

Die übrigen Regeln werden durch Besichtigung der Fig. 102 bis 108 gegeben.

Die Fig. 102 zeigen die Backsteinschichten einer ein Stein starken Mauer.

Die Fig. 103 geben die Anordnung der Steine für eine anderthalb Stein starke Mauer.

Die Fig. 105 zeigen die Steinschichten einer zwei Stein starken Mauer.

Die Fig. 104 geben die Steinschichten einer zwei und ein halb Stein starken Mauer.

Die Fig. 106 geben die Anordnung der Steine für eine drei Stein starke Mauer.

Die Fig. 107 und 108 zeigen die Anordnungen der Steine für freistehende zwei und drei Stein starke Pfeiler.

Bei allen diesen Backsteinverbindungen muß man suchen so viel wie möglich ganze Backsteine zu verwenden; nur da, wo zur Bildung des Verbandes kleinere Steine erfordert werden, bringt man halbe Steine und Dreiviertelsteine an, wie solches in den Zeichnungen durch die Schraffirung angegeben ist.

Die Fig. 111 zeigt die Anordnung der Backsteine für eine Flügelmauer, wie solche in Holland gebräuchlich ist.

§. 72.

4. Verbindungen von Stein mit Stein oder Holz durch Eisen als Befestigungsmittel.

Obige Steinverbindungen gewähren nur dann die erforderliche Festigkeit, wenn die Steine entweder selbst sehr groß sind, oder wenn sie sich unter einem starken Verticaldrucke befinden; dieß ist aber nicht immer der Fall und es wirken auf die Steine auch horizontale Kräfte, welche theils als einfacher Druck, theils als Stoß sich äußern und eine Verschiebung derselben aufeinander zu bewirken streben.

Die hier in Anwendung kommenden Befestigungsmittel sind: Klammern, Bolzen, Dollen oder Dübel.

Die Klammern sind entweder ähnlich wie die Holzklammern, nur daß die umgebogenen Enden nicht zugespitzt, sondern eher etwas verbreitert und an den Kanten aufgehauen sind, oder sie sind schwalbenschwanzförmig und werden nicht umgebogen, sondern nur in den Stein eingelassen und mit Blei umgossen. Bei

den erstern werden in die zu verbindenden Steine für die umgebogenen Enden passende Vertiefungen eingehauen, und nachdem die Klammern eingesetzt sind, dieselben mit Kitt von Gyps und Eisenfeilspänen oder Blei ausgefüllt. Bei der Verbindung der Deckelsteine, steinernen Brüstungen, ferner bei Brückenpfeilern werden die Klammern häufig angewendet.

Die Steinbolzen finden ihre Anwendung hauptsächlich da, wo es sich darum handelt, Steine, Holz oder Eisen auf ein Steinunterlager zu befestigen. Der untere Theil dieser cylindrischen Bolzen, welcher in eine nach unten weiter werdende Vertiefung des Steins gesetzt und mit Blei, Schwefel oder Kitt umgossen wird, ist vierkantig ausgeschmiedet und aufgestaucht, auch sind die Kanten mit dem Meißel aufgehauen, damit sich Widerhacken bilden und ein Herausreißen der Bolzen verhindert wird.

Die Dollen sind entweder kleine schmiedeiserne Cylinder oder gußeiserne, manchmal auch steinerne Würfel, die zur Hälfte in die eine, zur Hälfte in die andere Steinschicht eingreifen, daher eine Verschiebung verhindern. Bei steinernen Pfeilern und Widerlagern hölzerner oder eiserner Bogenbrücken, sodann bei Leuchtthürmen finden die Dollen hauptsächlich ihre Anwendung.

Was die Verbindungen von Stein mit Holz betrifft, so geschehen diese in der Regel mit Hülfe von Bolzen, welche in den Stein festgemacht werden. Bei Straßengeländern ist es zweckmäßig, die Verbindung des Geländerbalkens mit den steinernen Pfosten so zu machen, daß die Eisentheile nicht von außen sichtbar sind; es wird daher ein Oehrbolzen genau in der Mittellinie des Geländerbalkens auf den Stein eingekittet. Nach Abmessung der Höhe des Oehrmittelpunktes von der Oberfläche des Steins wird der Geländerbalken eingesetzt und von einer Seite in der vorgezeichneten Höhe auf etwa $^2/_3$ der Holzstärke angebohrt; sofort wird ein etwa 0·06 Mtr. langer eiserner Dübel eingesetzt und durch das Oehr des Bolzens getrieben; damit aber von Außen nichts von der Verbindung sichtbar ist, wird endlich der noch übrige Raum des Bohrlochs durch einen etwas konisch bearbeiteten hölzernen Zapfen zugeschlagen.

Hierher gehören auch die sogenannten Maueranker; es sind dieß gerade eiserne Bänder, welche mit einem Theil ihrer Länge an die Enden der an eine Mauer anstoßenden Balken mittelst Bolzen und Nägel befestigt sind und mit dem andern Theil, welcher sich in ein Oehr endigt, durch die Mauer greifen. Ein langer durch das besagte Oehr eingeschlagener Keil bewirkt den festen Anschluß des Balkens an das Mauerwerk.

[Zeichnen mehrerer Verbindungen im Vortrage.]

§. 73.

5. Verbindungen von Eisen mit Eisen.

a) Gußeisenverbindungen.

Sollen zwei gußeiserne Platten ihrer Länge nach mit einander verbunden werden, so geschieht dieß entweder durch angegossene Flantschen und Bolzen, oder durch eine Ueberblattung mit Anwendung von Bolzen und Keilen, oder endlich durch klammerartige aufgeschraubte Gußstücke.

In jedem Falle darf durch die Verbindung keine ungleiche Spannung in den Guß gebracht werden, und es müssen daher die sich berührenden Flächen entweder ganz genau eben sein, oder wenn dieß zu viele Arbeit machen würde, so müssen sie theilweise vertieft werden, erhalten aber einen ebenen Rand. Kleinere Unebenheiten zwischen den sich berührenden Flächen werden durch eingelegte Zink- oder Bleiplatten ausgeglichen. Steht die eine Platte senkrecht auf der andern und ist ein Bestreben zur Verschiebung vorhanden, so wird diesem dadurch begegnet, daß man an der einen Platte hervorstehende Ränder angießt, zwischen welche die andere mit Flantschen versehene Platte eingesetzt wird. Dabei sind die Ränder und Flantschen etwas schwalbenschwanzförmig und der dabei vorkommende Spielraum wird entweder mit Blei ausgegossen oder mit schmiedeisernen Keilen ausgefüllt.

Stehen zwei Platten ihrer Länge nach und aufrecht gestellt übereinander, so geschieht die Verbindung am besten dadurch, daß man beiden Platten Flantschen gibt, außerdem aber die obere Platte mit einem hervorstehenden Rande in eine entsprechende Vertiefung der unteren Platte eingreifen läßt. Durch beide Flantschen kommen in entsprechenden Abständen schmiedeiserne Bolzen.

Am schwierigsten ist die Verbindung, wenn die beiden Platten auf der hohen Kante stehend mit einander vereinigt werden sollen, um als Träger einer Brücke zu dienen. Hier werden außer starken Flantschen mit Bolzen noch guß- oder schmiedeiserne Klammern angebracht, die beide Flantschen übergreifen und durch schmiedeiserne Keile fest angetrieben werden.

[Zeichnen verschiedener Plattenverbindungen im Vortrage.]

Besondere Erwähnung verdienen die Röhrenverbindungen.

Die Verbindung der Röhren geschah gewöhnlich so, daß man jedes Röhrenstück an jedem Ende mit einem vorstehenden Rande versah, worin sich nach Maßgabe der Röhrenweite 4 bis 8 Löcher befanden, durch die man eben so viele Schraubenbolzen einzog. Um einen wasserdichten Schluß zu bewirken, legte man eine ringförmige Blei- oder getheerte Lederscheibe auf den Stoß der Röhren und zog alsdann die Schraubenmuttern fest an.

Diese Verbindung ist übrigens für längere Röhrenstränge, denen man gerne einige Biegsamkeit geben möchte, nicht geeignet, auch ist sie wegen den vielen Schrauben sehr kostspielig.

In neuerer Zeit ist man von dieser Verbindungsart abgegangen und gibt dafür jeder Röhre an einer Seite einen weiten Hals oder eine Muffe, die in das Ende der folgenden eingreift. Auf solche Art stecken die Röhren 0·12 bis 0·18 Mtr. ineinander und der freie Zwischenraum, der höchstens der Wandstärke der Röhre gleichkommt, wird zur halben Länge mit aufgelockertem Tauwerke angefüllt und ausgestampft, alsdann zur andern Hälfte mit Blei ausgegossen. In den Bleiring wird mit dem Meißel eine Furche eingeschlagen, um ihn sowohl gegen die innere als die äußere Röhrenwand heranzutreiben und ihm die nöthige Wasserdichtigkeit zu geben.

Bedeutet δ die Wanddicke der Röhre, und

d den innern Durchmesser derselben, so nimmt man gewöhnlich:

die innere Länge einer Muffe . . . $d + 2\delta$

den innern Durchmesser der Muffe d + 4·4 δ
Metalldicke der Muffe . . . . . . 1·2 δ

Durch diese Muffenverbindung erreicht man den Vortheil, daß der Röhrenstrang etwas Biegsamkeit erhält und bei Temperaturveränderungen seine Länge verändern kann.

Eine andere Methode zur Wasserdichtmachung der Fuge in der Muffe besteht darin, daß man Eisenkitt, wie solcher zur Zusammensetzung gußeiserner Maschinentheile benutzt wird, an die Stelle des Bleirings treten läßt.

Endlich kann man solche Röhren, die mit Muffen versehen sind, auch mit hölzernen Keilen dicht machen, und diese Verbindung ist erfahrungsgemäß so gut wie die erstere und macht weit weniger Kosten.

Wenn die Röhren so mit einander verbunden sind, daß immer eine in die Muffe der andern eingreift, so hat dieß übrigens den Nachtheil, daß man eine einzelne schadhafte Röhre nicht herausnehmen und auswechseln kann. Um diesen Nachtheil zu beseitigen, legt man in Abständen von 60 bis 90 Mtr. einzelne Röhren, die keine Muffe haben, sondern deren Verbindung durch eine übergeschobene gemeinschaftliche Hülse geschieht, bei der die Dichtmachung auf dieselbe Weise vorgenommen wird, wie bei den Muffen der übrigen Röhren. Wird es nun nöthig, eine Röhre auszuwechseln, so muß man bis zur nächsten Stelle, wo eine solche Hülse sich befindet, die Röhre aufnehmen.

Eine weitere Verbindung ist dieß, daß man jeder Röhre eine Muffe und zwei Ränder gibt. Durch die Ränder zweier ineinander greifender Röhren werden 4 bis 6 Bolzen gesteckt und nachdem eine Blei- oder Lederscheibe dazwischen gebracht ist, die Muttern fest angezogen.

Sind die Enden einer Leitung eingemauert, so werden bei einer starken Temperaturveränderung die Röhren in den Befestigungspunkten lose, auch leidet die Mauer oder die Röhren reißen und werden undicht. Die Ursache davon ist die Ausdehnung oder Verkürzung des Röhrenstranges durch Wärme oder Kälte. Um diese Längenveränderung unschädlich zu machen, hat man besondere Compensationsstücke in den Leitungen angebracht, die sich verlängern und verkürzen können.

Zuweilen ereignet es sich auch, daß man die Leitungsröhren von dem einen Ufer eines Baches oder Flusses nach dem andern hinüberführen muß. Bei kleinern und seichten Flußbetten und ebenso, wenn massive Brücken vorhanden sind, zeigen sich hierbei keine großen Schwierigkeiten, aber sehr bedeutend werden dieselben, wenn keiner von diesen Umständen eintritt. Man hat zu diesem Behufe, namentlich in England, flexible Röhrenstränge angewendet, die durch Charniere in ihren einzelnen Theilen mit einander verbunden sind und deren Construction ebenfalls im Vortrage angegeben werden soll *).

Was die Stärke der Röhren anbelangt, so wird diese nach dem Drucke bemessen, welchen sie auszuhalten haben. Bedeutet

δ die Wandstärke in Mtr.,

---

*) Man sehe den Wasserbau Taf. III. Fig. 16.

d den lichten Röhrendurchmesser in Mtr.,
n die Anzahl der Atmosphären, Druck auf die Röhrenwand, so ha

für Röhren von Eisenblech $\delta = 0.0005$ nd $+ 0.003$
„ „ „ Gußeisen $\delta = 0.0007$ nd $+ 0.01$
„ „ „ Blei $\delta = 0.0045$ nd $+ 0.0045$
„ „ „ Holz $\delta = 0.833$ nd $+ 0.027$
„ „ „ natürlichem Stein $\delta = 0.05$ nd
„ „ „ künstlichem Stein $\delta = 0.01$ nd

D'Aubuisson gab den gußeisernen Röhren der Leitung in Toulouse die

$$\delta = 0.015\ d + 0.01 \text{ Mtr.}$$

In der Regel probirt man die Wasserleitungsröhren auf 100 Mtr. Höhe oder 10 Atmosphären, es ist daher $n = 10$ zu setzen.

[Zeichnen der Röhrenverbindungen im Vortrage.]

b) Schmiedeisenverbindungen.

Feste Stangenverbindungen.

Die Verbindung zweier Stäbe von Schmiedeisen geschieht entweder: einfache Ueberblattung mit Dollen und Bändern; durch Verschraubung; unterschnittene Verblattung mit Bolzen; durch eine gemeinschaftliche ei Platte mit Bolzen; durch eine gemeinschaftliche übergeschobene Hülse; durch förmiges Ineinandergreifen beider Stangenenden mit Bolzen. In jeden ist die Verbindung so zu machen, daß die Festigkeit des Stabes an de bindungsstelle nicht geringer wird, als an den übrigen Punkten desselben.

[Zeichnen dieser Verbindungen im Vortrage.]

Bewegliche Stangenverbindungen.

Sind zwei Stäbe von rechteckigem Querschnitte zu verbinden, so kan entweder dadurch geschehen, daß man die beiden Enden übereinander legt, bohrt, und einen Bolzen durchsteckt, oder dadurch, daß man das eine E eine Gabel ausgehen läßt, in welche das andere Ende eingreift, alsdann Bolzen durchzieht. Dieser Bolzen kann entweder ein gewöhnlicher Sch bolzen, oder ein Bolzen mit Springring, oder ein versteckter Bolzen, oder ein Bolzen mit einer oder mit zwei Nasen sein, je nachdem es der Zweck er

Die Verbindung kann jedoch auch ohne Anwendung eines Bolzens stelligt werden, indem man die beiden Enden der zu verbindenden Stäbe förmig umbiegt und ineinander greifen läßt, oder auch indem man jeden ein Oehr gibt und diese Oehre durch einen Ring verbindet, oder aud letzteren ineinander hängt.

[Zeichnen dieser Verbindungen sowie einiger Ketten- und Regulativverbindungen im Vortrage.]

Vernietungen.

Hat man gewalzte Metallplatten mit einander zu verbinden, so geschie am besten durch Niethen.

Die Dimensionen der Niethen werden auf folgende Art bestimmt:

Ist δ die Dicke der zu vernietenden Bleche, so ist der Durchmes Niethen $= 2\,\delta$; die Entfernung der Niethen $= 5\,\delta$; die Entfernung des Blec

vom Mittel der Niethe = 3 δ; Durchmesser des halbkugelförmigen Kopfes = 3 δ; Durchmesser des konischen Kopfes = 4 δ; Höhe dieser beiden Köpfe = 1·5 δ.

§. 74.

6. Verbindungen von Eisen mit Stein durch Eisen als Befestigungsmittel.

Hat man eine gußeiserne Platte oder eine Schiene von Guß- oder Schmiedeeisen an ein Quader- oder Bruchsteinmauerwerk zu befestigen, so geschieht dieß in der Regel mit Bolzen. Damit jedoch nicht einzelne Theile des Mauerwerks allein in Anspruch genommen werden, müssen alle Bolzen durch eine auf der Rückseite der Mauer befindliche Guß- oder Holzplatte gehen. Oefters genügt es auch, z. B. bei Mauerankern, statt dem Bolzenkopf ein längliches Oehr anzuschmieden und hierdurch einen schmiedeisernen Keil zu stecken. Bei einem sehr starken Mauerwerke kann dieser Keil auch in das Innere desselben vermauert werden.

Besteht das Mauerwerk nur aus Quadern oder hat es eine Quaderverkleidung und ist dabei sehr stark, so greifen die Befestigungstheile nur auf eine gewisse Tiefe in dasselbe ein. Als solche können angenommen werden: gewöhnliche Steinbolzen; Bolzen mit einem Oehr, durch welches ein schmiedeiserner Dollen gesteckt wird; Bolzen mit 2 rechtwinklichen Armen, die horizontal oder vertical sein können; Bolzen mit länglichtem Oehr und Keil; starke Nägel, die in eine Holzfütterung eingetrieben werden; endlich Schraubenbolzen, welche in eine in das Mauerwerk befestigte gußeiserne Schraubenmutter eingeschraubt werden.

[Zeichnen dieser Verbindungen im Vortrage.]

Dritter Abschnitt.

Künstliche Verstärkung der Hölzer.

Künstliche Verstärkung der Hölzer.

Es treten Fälle ein, wo einfache Balken mit den gewöhnlichen Querschnittsdimensionen als Träger irgend einer Last nicht mehr ausreichen, indem sie die nöthige Tragfähigkeit nicht mehr besitzen, wo daher irgend eine Verstärkung derselben nothwendig wird.

Eine solche Verstärkung kann bewirkt werden:

1) Durch Verzahnung oder Verkammung und Verdübelung der Balken;
2) durch Biegung derselben;
3) durch Zusammensetzung von Balken oder Bohlen nach einer Kreislinie;
4) durch Verstrebung oder Veranferung;
5) durch Häng- und Sprengwerke.

§. 75.

1. Verzahnung und Verdübelung der Balken.

Werden zwei Balken ohne alle weitere Verbindung aufeinander gelegt, und mit einem Gewichte so belastet, daß eine Biegung eintritt, so dehnen sich die Fasern an der converen Seite des obern Balkens aus, und die Fasern an der concaven Seite des untern Balkens werden verkürzt; während der Biegung entsteht demnach ein Gleiten beider Balken übereinander, wodurch, da die sich berührenden Flächen nicht vollkommen glatt sind, eine Reibung verursacht wird, welche den Widerstand gegen Biegung vergrößert.

Die relative Festigkeit der übereinandergelegten Balken ist daher größer, als die Summe der relativen Festigkeiten der einzelnen Balken.

Wird die Reibung durch Zusammenpressen beider Balken mittelst schmiedeisernen Bändern oder Bolzen vermehrt, so wird der Widerstand gegen Biegung noch größer, und er wird offenbar am größten, wenn die Balken in der Art aufeinander befestigt werden, daß gar kein Gleiten mehr möglich ist, denn dann verhält sich das Ganze gerade so, als wäre es ein Stück.

Im Allgemeinen wird diese Verbindung durch Eingriffe der Hölzer ineinander, welche durch hindurchgezogene Bolzen in ihrer Wirkung unterstützt werden, bewirkt.

Eine dieser Verbindungsarten ist die Verzahnung oder Verkammung, welche entweder eine sägeförmige oder eine rechteckige sein kann.

In jedem Falle ist ihre Construction folgende: Nachdem die Höhe h des verzahnten Trägers festgesetzt ist, werden Hölzer $^{11}/_{20}$ dieser Abmessung stark dazu verarbeitet. Angenommen der Träger besteht aus 2 ganzen Balken, so wird der obere an der untern Fläche, der untere an der obern eben bearbeitet und es werden beide Balken aufeinander gelegt und durch einige provisorische Bolzen zusammengepreßt. In einem Abstande $\frac{h}{10}$ gleich der Zahnhöhe von der Fugenlinie wird nun auf jedem Balken eine Parallele mit der letztern aufgeschnürt und von der Mitte des Trägers aus die Zahneintheilung vorgenommen, d. h. die Zahnlänge = h so oft rechts und links abgetragen als es die Länge des Trägers erfordert. Nächstdem werden in den Theilungspunkten kleine Perpendikel errichtet und die Zahnlinien so eingezeichnet, daß sie von dem Mittelpunkte a des Trägers Fig. 115 Taf. IV. rechts und links herabgehen. Zieht man endlich von allen obern Endpunkten der kleinen Perpendikel mit den ersten Zähnen Parallellinien, so ergeben sich leicht diejenigen Flächen, welche ausgeschnitten werden müssen, damit die Zähne beider Balken genau in einander eingreifen.

Diese Construction erfordert übrigens eine äußerst scharfe Bearbeitung der Zähne, damit der Träger nach erfolgter Belastung keine bleibende Biegung annimmt.

Man wird sich die Arbeit wesentlich erleichtern und erhält zugleich einen stärkern Träger, wenn man die beiden aufeinander gelegten Balken vor der Ausarbeitung der Zähne auf $^1/_{120}$ bis $^1/_{60}$ ihrer Länge aufbiegt. Noch mehr wird die Arbeit erleichtert, wenn bei der Bearbeitung der Zähne zwischen je zwei Zahnflächen ein kleiner Zwischenraum gelassen wird, den man später mit einem gut schließenden Keile aus hartem Holze ausfüllt. Fig. 115 linke Seite.

Erhält der Träger eine große Länge, so wird der obere Balken aus zwei Stücken zusammengesetzt, die in der Mitte stumpf gestoßen werden. Fig. 115.

Zuweilen wird der Träger aus fünf Stücken zusammengesetzt. Der untere Balken erhält zwei Stücke, die in der Mitte gestoßen werden, der obere drei, jedes von $^1/_3$ der ganzen Länge. Reichen zwei Balkenlagen nicht aus, so können auch ebensowohl drei genommen werden, wie Fig. 116 zeigt; man hat alsdann nur darauf zu achten, daß in den Zahnflächen, bei dem Eintritte einer Biegung des Trägers, eine Pressung stattfindet.

Oefters werden bei der sägeförmigen Verzahnung die Hirnholzflächen der Zähne normal auf die Zahnlinien gerichtet, was den Vortheil hat, daß die zwischen den Zähnen eingeschlagenen Keile einen quadratischen oder rechteckigen Querschnitt erhalten. Die Aufzeichnung und Ausführung einer solchen Verzahnung hat nach dem Frühern keine Schwierigkeiten.

Was die rechteckige Verzahnung betrifft, so kommt diese seltener vor wie die sägeförmige, und dann gewöhnlich nur bei den Tramen hölzerner Bogenbrücken oder bei den Hängsäulen derselben. Die Zähne erhalten hierbei eine Länge gleich der einfachen oder doppelten Höhe des verzahnten Trägers und die Tiefe des Eingriffes ist $^1/_{10}$ der genannten Höhe.

Die Fig. 113 zeigt einen Träger mit rechteckiger Verzahnung; in der rechten

Hälfte sind die rechteckigen Zähne mit Zungen versehen, wodurch eine seitliche Verschiebung beider aufeinandergelegten Balken verhindert wird.

Die Fig. 117 zeigt einen gesprengten Träger, wobei die Streben auf den Tragbalken verzahnt sind.

Die Fig. 118 zeigt einen Träger, wobei die Balken nebeneinander verzahnt sind.

Alle verzahnten Träger haben die Nachtheile, daß sie schwierig genau auszuführen sind, sodann, daß durch das Ineinandergreifen der übereinander liegenden Hölzer so viel an der Höhe des Querschnitts verloren geht, als die Zahnhöhe ausmacht.

Diese Nachtheile hat man durch andere Verbindungsarten zu entfernen gesucht, indem man die Hölzer mittelst Schraubenbolzen aufeinander befestigte, eine Verschiebung aber durch Keile oder Dübel, die zur Hälfte in jedes der zu verbindenden Hölzer eingreifen, verhinderte. Man nennt diese Verbindungsarten Verdübelungen.

Der gewöhnlichste Fall ist der, wo die Dübel einfache oder doppelte Keile bilden. Fig. 112 a a und b b. Die Keile sind zuweilen schwalbenschwanzförmig und bestehen entweder aus einem Stück oder sind aus drei Theilen zusammengesetzt, wie c c und d d.

Sind die Dübel etwas schräge eingesetzte Parallelepipede aus hartem Holze, so hat man den Träger Fig. 114.

Die Berechnung der Tragfähigkeit eines verzahnten oder verdübelten Balkens ist folgende:

Es sei b die Breite, h die Höhe des Trägerquerschnittes,
R, der Werth aus Tabelle II. §. 66.,

so hat man das Widerstandsmoment

$$\frac{R_{\prime}}{v'} \int v^2 dw = \frac{R_{\prime}}{v'} \cdot \frac{b\,h^3}{12} \text{ und da } v' = \frac{h}{2}$$

$$= R_{\prime} \frac{b\,h^2}{6} = 400000 \cdot \frac{b\,h^2}{6} \text{ oder}$$

$$= 66666\, b\,h^2.$$

§. 76.

Außer den durch Verzahnung oder Verdübelung verstärkten Trägern hat man auch andere sogenannte offen gebaute Träger in Anwendung gebracht, bei deren Construction der Grundsatz vorwaltete, das Material möglichst weit von der neutralen Achse zu entfernen.

Die Fig. 119 zeigt einen solchen Träger, wie er häufig im Brückenbau Anwendung findet, wenn die freiliegende Weite nicht größer, als 12 bis 14 Mtr. beträgt. Zwischen den drei durchgehenden Balken liegen in gleichen Abständen kurze Balkenstücke, und sämmtliche Hölzer sind mittelst schmiedeisernen Bolzen aufeinander befestigt.

Wenn nur zwei Balken durch dazwischengelegte Balkenstücke getrennt und mit einander verschraubt sind, so bedeute

h die Höhe des Querschnitts;

$h_{,}$ die Entfernung beider Balken;

b die Breite derselben; man erhält also für das Widerstandsmoment nach dem Frühern (Tabelle III. §. 66.):

$$\frac{R_{,} b}{6 h} (h^3 - h_{,}^3); \text{ und für } R_{,} = 600000 \text{ Kil.}$$

$$\frac{100000 b}{h} (h^3 - h_{,}^3).$$

Sind es aber drei Balken von der Höhe h, und ist die ganze Höhe des Querschnitts wieder hh so hat man das Widerstandsmoment:

$$\frac{R_{,} b}{6} \left\{ 6 h_{,} (h - 2 h_{,}) + \frac{9 h_{,}^3}{h} \right\} \text{ oder}$$

$$100000 b \left\{ 6 h_{,} (h - 2 h_{,}) + \frac{9 h_{,}^3}{h} \right\}.$$

Oberbaurath Laves in Hannover hat die Verstärkung eines Balkens dadurch hervorgebracht, daß er denselben an beiden Enden mit eisernen Bändern versah, sodann von einem Bande zum andern einen Sägeschnitt führte, die beiden Theile auseinander bog und kurze Balkenstücke einsetzte.

Für größere Längen als etwa 10 Mtr. nahm Laves zwei Balken, befestigte sie an ihren Enden mit Keilen und Bändern aufeinander, bog sie alsdann hinreichend weit, jedoch innerhalb der Gränze ihrer Elasticität, auseinander, und verspannte sie durch eine Anzahl Zangenhölzer, wie Fig. 121 zeigt.

Bei Dachconstructionen wurden solche Träger schon vielfach angewendet, indem man sie entweder als Durchzüge oder als Dachsparren benützte; auch als Brückenträger haben sie bei Spannweiten bis zu 18 Meter Anwendung gefunden; allein alle diese Constructionen haben die Nachtheile gezeigt, daß 1) eine eingetretene Senkung nicht wieder gehoben werden konnte, und 2) eine Reparatur immer schwierig war.

Weit vielfältigere Anwendung gestatten die verstärkten Träger des amerikanischen Ingenieurs Town aus New-Haven, Lattice-Work (Gitterwerk) genannt. Es sind Wände, welche aus zwei in entgegengesetzter Richtung schief gestellten Reihen von sich einander kreuzenden, schmalen, hochkantigen Hölzern (Bohlen oder Dielen) zusammengesetzt sind und lothrecht auf den Pfeilern oder Widerlagern ruhen. Diese Wände sind an ihrer obern und untern Kante mittelst an beiden Seiten angebrachten fortlaufenden Streckhölzern (Längenzangen, auch Längenbänder) zusammengehalten.

Die Fig. 152, Taf. V. zeigt ein einfaches Gitterwerk mit drei durchlaufenden Streckhölzern.

Die Fig. 153 zeigt ein doppeltes Gitterwerk; zwei einfache sind so hintereinander gestellt, daß die Kreuzungen des einen in die Maschenmitten des andern fallen.

Die eigentliche Verbindung der Bestandtheile der Tragwände unter sich ist durch Nägel bewirkt. Wo nämlich die Dielen sich überdecken, werden sie mittelst hölzerner Bolzen aneinander befestigt, und dasselbe geschieht bei den Längen-

bändern, welche aus doppelten aneinander gelegten Dielen gebildet, und mittelst hölzerner Nägel unter sich und an dem Gitterwerke zusammengehalten werden. Bei den Durchkreuzungen der Dielen sind zwei, bei den Kreuzungen der Längenbänder vier vollkommen abgerundete Nägel oder Bolzen aus Eichenholz bester Qualität.

Diese Gitterwerke sind nun hauptsächlich für den Brückenbau von Wichtigkeit, wo sie die eigentlichen Träger der Brückenbahn bilden, mit welchen große Spannweiten bei eben so viel Sicherheit als Oekonomie übersetzt werden können.

In Amerika hat es eine Zeit gegeben, wo die Anwendung des Gitterbrückensystems eine fast allgemein gewordene war. In Deutschland, Frankreich und England sind solche Gitterbrücken in großer Zahl nach dem Muster der amerikanischen Gitterwerke in Ausführung gekommen.

Die gänzliche Vermeidung von großen Balken und von Eisenbestandtheilen, und die fast ausschließliche Benützung von gewöhnlichem Bretterwerk bei Erzielung von großen Spannweiten durch einen einfachen Verband, rechtfertigt allerdings den Ruf, welchen sich dieses amerikanische Gitterwerksystem erworben hat.

Was nun die Dimensionen eines Town'schen Trägers betrifft, so sind diese von der Größe der Spannweite und von der Last, für welche die Brücke bestimmt ist, abhängig. Die Größe der Spannweite hat man selten größer als 200 engl. Fuße angenommen; bis 120, zuweilen auch bis 150 Fuß findet man noch das einfache Gitterwerk angewendet.

Auch die Reihenanzahl der Gitterwerke und der durchlaufenden Streckhölzer richtet sich nach der Spannweite und zufälligen Belastung der Brücke. So z. B. finden sich Tragwände in diesem System in einfachem Gitterwerke mit 2, 3 und selbst 4 Reihen von Streckbändern; dann andere mit doppeltem Gitterwerke, gleichfalls mit 2, 3 und 4 Reihen dieser Streckbänder. Dort, wo zwei Längenbänder in ihren Endschnitten zusammenstoßen, sind beiderseits über die Fugen Eisenplatten gelegt und durch eiserne Bolzen fest verschraubt, übrigens auch noch so angeordnet, daß die Stoßfugen eines Paares dieser Bänder nie in eine und dieselbe verticale Ebene zu stehen kommen, sondern seitwärts gegen einander weglaufen.

Bei den amerikanischen Gitterwerken haben die vorzugsweise aus Weißtanne geschnittenen Dielen, die sich je nach der Höhe der Tragwand unter einem zweckmäßigen Winkel (gewöhnlich 45 Grad) gegenseitig kreuzen, 3 Zoll Dicke und 12 Zoll Breite. Die Holznägel sind 1 $^1/_2$ bis 2 Zoll stark und werden in der Regel durch eine Form gepreßt. Die lichte Weite der Maschen wechselt von 3 bis 5 und ist in der Regel 4 engl. Fuß. Die Streckbänder sind meist doppelt und bestehen aus Dielen von 3 bis 4 Zoll Breite und 12 Zoll Höhe.

Folgende Tabelle enthält die Dimensionen mehrerer Town'schen Gitterwerke.

Benennung der Brücke.	Spannweite Mtr.	Anzahl der Gitterwerke.	Anzahl der Streckbänder an einem Gitterwerk.	Gitterwerkhöhe Mtr.	Dimensionen der Streckbänder Mtr.	Dimensionen der Kreuzhölzer Mtr.	Lichte Maschen Höhe Mtr.	Lichte Maschen Weite Mtr.
Peacockbr. über den Schuykill . . .	41·65	4 je 2 beisammen	4 resp. 12	5·47	$\frac{0·305}{0·152}$	$\frac{0·254}{0·076}$	1·29	1·18
Roth-Br. über die Rhone.	27·96	2	2 resp. 4	1·70	$\frac{0·25}{0·05}$	$\frac{0·15}{0·03}$	0·50	0·50
Rothbr. über den Azergues . . .	35·0	2	2 resp. 4	2·70	$\frac{0·35}{0·06}$	$\frac{0·15}{0·03}$	0·45	0·45
Philadelphia-Wilmington-Baltimore-Br.	45·7	2	4 resp. 8	5·5	$\frac{0·305}{0·152}$	$\frac{0·305}{0·076}$	0·79	0·79
Dito . . .	45·7	4 je 2 beisammen	4 resp. 12	5·5	$\frac{0·305}{0·152}$	$\frac{0·305}{0·076}$	0·79	0·79
Neu-York Harlem-Br. . .	53·37	4 je 2 beis.	4 resp. 12	5·75	$\frac{0·305}{0·152}$	$\frac{0·305}{0·076}$	1·22	1·00

Man hat anfänglich den Town'schen Gitterwerken den Vorwurf gemacht, daß, da der ganze Verband nur mit Holznägeln bewirkt wird, diese mit der Zeit austrocknen und nachgeben können. Indeß hat man bei neuern Gitterwerkconstructionen diesem Uebelstande dadurch vollkommen vorgebeugt, indem man jede dritte bis vierte sich kreuzende Diele des Gitterwerks, anstatt mit Holznägeln, mit eisernen Schraubenbolzen fest verbunden hat — hauptsächlich aber, daß man die vorher künstlich gut ausgetrockneten Eichennägel später von etwas konsistentem Theer ansaugen ließ, dieselben einige Zeit bei Seite setzte, damit die fette Masse an Konsistenz gewinne, und sie hierauf erst durch eine Form so stark als nur möglich zusammenpreßte. Unmittelbar vor dem Einsetzen des Nagels wird seine entsprechende Lochöffnung mit etwas klebrigem Theer (eine Art Asphalt) verstrichen, und derselbe durch Schraubendruck eingepreßt, zu welchem Zwecke eigene sehr sinnreiche Instrumente in Anwendung kommen. Durch diese wenigen Vorsichtsmaßregeln ist eine Steifigkeit und Haltbarkeit des Systems bewirkt, welche an weiterer Vervollkommnung in dieser Hinsicht nichts zu wünschen übrig läßt.

Um die Tragfähigkeit eines Town'schen Trägers zu berechnen, begnügt man sich häufig, in der ganzen Höhe einer Tragwand bloß die Widerstandsfähigkeit der obern und untern durchlaufenden Streckbänder in Betrachtung zu ziehen, d. h. den Querschnitt einer Tragwand als ein um die ganze lichte Entfernung der genannten Streckbänder ausgehöhltes Prisma in Anschlag zu bringen.

Diese Theorie ist offenbar eine ungenügende, weil sie von der Widerstandsfähigkeit der verwendeten Gitterwerke ganz abstrahirt, welche Theile aber doch nicht unbedeutend dazu beitragen, die Tragfähigkeit des Trägers zu constituiren.

Um die Tragfähigkeit des Gitterwerks nur einigermaßen mit in Anschlag zu bringen, ist es nöthig, das Town'sche System der Art zu berechnen, daß man den Querschnitt davon in seiner Grundform als ein doppeltes T betrachtet, und vom Trägheitsmomente dieses letztern alle jene in Abzug bringt, welche sich im Schnitte als Oeffnungen herausstellen, d. h. mit andern Worten: man denkt sich die in der doppelten T-Form vollen und lichten Querschnitte in ihrer Projection für die Länge der Tragwand als ununterbrochen fortlaufend und rechnet alle vollen davon als widerstandsfähig. Da aber eine Town'sche Tragwand nicht als solch ein Körper betrachtet werden darf, der aus einem einzigen festen Ganzen gebildet wäre, sondern aus einzelnen Theilen sich zusammengesetzt befindet, so wird in den Berechnungen auf diesen Umstand dadurch Rücksicht genommen, daß man für den Widerstandscoefficienten R nicht den Werth aus Tabelle I. Nr. 66, sondern den von Ardant aus Tabelle II. in Anschlag bringt.

Der fernere Umstand, daß im verticalen Querschnitte die Höhen der constituirenden Dielentheile des Gitterwerks sich in größern Dimensionen darstellen, als im perpendikulären Querschnitte derselben, ist ganz und gar dadurch wieder in vollkommenes Gleichgewicht gestellt, daß auch die lichten Querschnittsflächen in der Diagonale gerechnet werden, folglich mit ersteren ein gleiches Verhältniß bilden; daß der zu betrachtende Querschnitt im Anfangspunkte zweier sich kreuzender Dielen genommen werden müsse, ist für sich klar *).

Ein Nachtheil der Town'schen Träger ist immerhin darin zu finden, daß sie im Falle einer vorkommenden Senkung nicht wieder in ihre ursprüngliche Form zurückgebracht werden können.

Der amerikanische Ingenieur Howe hat daher ein anderes System von Trägern construirt, welches ganz auf demselben Prinzip beruht, wie das von Town, nur findet sich darin das Gitterwerk durch sich kreuzende Haupt- und Gegenstreben ersetzt, Fig. 154, welche sich in ihren Enden auf kleine, in die durchlaufenden Streckbänder eingekämmte eichene Klötzchen anstemmen. Damit diese letzteren auch vollkommen widerstandsfähige Punkte bilden, ist das ganze Strebensystem nebst den durchlaufenden obern und untern Streckbändern durch Hängschrauben gegenseitig fest angezogen. Die Kreuzstreben theilen sich abgesondert der Art, daß bis in die Mitte des Trägers zwei davon immer gegenseitig parallel und bündig mit der Außenseite der Streckbänder ihre Richtung gegen den genannten Mittelpunkt erhalten, während die dritte von den beiden erstern in entgegengesetzter Richtung in die Mitte genommen wird. Diese Streben berühren sich in ihren Kreuzungspunkten auf indirecte Weise dadurch, daß an allen Orten, wo keine Hängestange durchgeht, ihre 0·05 Mtr. haltende gegenseitige Entfernung durch Holzplättchen ausgefüllt ist und sie durch Schraubenbolzen fest mit einander verbunden werden, welche Vorrichtung gleichfalls auch für die durchlaufenden Streckbänder stattfindet, auf welchen übrigens an allen Orten, wo Hängestangen durchgehen, kleine Aufsätze a a aufgelegt sind, um die Wirkung dieser letztern über die ganze Breite der Streckbänder zu vertheilen.

*) Eine in jeder Hinsicht genaue Berechnung dieser Gitter gibt Cullmann in seiner Theorie der amerikanischen Brücken. Man sehe Förster's Bauzeitung 1851.

Bei guter Ausführung haben sich diese Träger im Brückenbau allerwärts gut bewährt; sie haben den Vortheil, daß sie für Spannweiten bis zu 60 Mtr. mit vollkommener Sicherheit angewendet werden können, daß sie ferner, leichter wie die Town'schen Träger, eine Auswechselung einzelner schadhafter Theile der Construction gestatten; dagegen erfordern sie viel Schmiedeisen und kommen daher an den meisten Orten theurer, als die Gitterwerke von Town.

Die Dimensionen der Haupttheile eines Howe'schen Trägers können aus Folgendem entnommen werden:

	Eisenb.-Brücke über d. Connecticut-Fluß bei Springfield.	Eisenb.-Brücke bei Besigheim in Württemberg.	Str.-Brücke bei Unterreichenbach in Baden.
Spannweite	54·8 Mtr.	45·7 Mtr.	30 Mtr.
Höhe der Wand	5·48 "	5·72 "	3 "
Entfernung der Bolzen	2·10 "	2·28 "	1·83 "
Dimensionen der Hauptstreben . .	0·2 / 0·2 "	0·196 / 0·196 "	0·21 / 0·21 "
" der Gegenstreben	0·2 / 0·2 "	0·196 / 0·196 "	0·21 / 0·21 "
" der obern Streckbänder (3fach)	0·25 / 0·2 "	0·286 / 0·196 "	0·255 / 0·21 "
" der untern Streckbänder (3fach)	0·25 / 0·2 "	0·342 / 0·196 "	0·255 / 0·21 "
" der Bolzen	0·05 "	0·056 "	0·042 "
" der Stützklötzchen	0·3 / 0·3 "	0·22 / 0·342 "	(Gußeisen).

Bei der Connecticutflußbrücke sind alle Theile aus Fichtenholz, mit Ausnahme der Stützklötzchen, welche Eichenholz sein müssen. Beide Brücken sind auf Eisenbahnen und für ein Schienengeleise erbaut *).

§. 77.

Zum Behufe der Berechnung des Tragvermögens der Howe'schen Träger kann man sich das statische System derselben durch Folgendes erklären:

Die oberen Längenbänder sind von einem Auflager zum andern gestreckt, bilden alle 3 zusammen, der Länge und Quere nach, durchgehends ein ununterbrochenes Ganzes, und können als ein Balken angesehen werden. Das Gleiche ist auch für die untern Längenbänder der Fall.

Die eisernen Hängestangen setzen in der Art den obern mit dem untern Balken in Verbindung, daß wenn die Belastung an dem untern angebracht ist, das Tragvermögen des obern zu Gunsten des untern Balkens in's Mitleid gezogen wird.

Wären keine Kreuzstreben vorhanden, so wären die 2 Balken ungleichmäßig belastet, da der obere, nebst der Belastung des untern, auch noch die eisernen Stäbe zu tragen hätte.

*) Die Beschreibung der Connecticutflußbrücke sehe man: C. Ghega, über nordamerikanischen Brückenbau, Wien 1845.

In dieser Voraussetzung würde bei einer verticalen Biegung des Ganzen die Zusammenbrückbarkeit der Holzfasern an der concaven Kante des obern der Ausdehnbarkeit der Holzfasern an der converen Kante des untern Balkens nicht gleich sein können; das System könnte hinsichtlich des Gleichgewichts nicht als ein ganz zusammenwirkendes angesehen, sondern es müßten die Bedingungen der Festigkeit eigens für jeden einzelnen Theil untersucht werden. Allein die Haupt- und Gegenstreben sind in einem festen Systeme und unter einem unveränderlichen Winkel mit und gegeneinander zusammengesetzt, und in der Art angebracht, daß sie vermittelst ihrer rückwirkenden Festigkeit den sonst nach obiger Voraussetzung minder tragenden untern Balken belasten, den mehr tragenden obern unterstützen. Denkt man sich nun die Schrauben der Hängestangen nach Maßgabe der Höhe und Festigkeit des Strebesystems fest angezogen, die Länge der Stäbe und Streben selbst unveränderlich, die Holz- und Bolzenverbindungen unverrückbar, so ist es einleuchtend, daß die Wirkung einer jeden Belastung auf dem untern Balken sich durch die Hängestangen dem obern Balken mittheilt, und ebenfalls jede Tendenz des obern Balkens nach verticaler Biegung durch die rückwirkende Festigkeit der Streben wieder dem untern Balken sich fortpflanzt, so daß, so lange die Hängestangen wirksam bleiben, jede zweckwidrige Bewegung eines tragenden Gliedes durch den zusammenwirkenden Widerstand der übrigen gehemmt wird. Man kann also annehmen, daß die tragende Wand, bestehend aus den untern und obern Längenbändern, aus den Hängestäben und aus den Haupt- und Gegenstreben, in die Lage eines Ganzen versetzt wird, an welchem, wenn eine Biegung unter die horizontale Lage eintreten sollte, eine Concavität an der obern Kante, und eine Convexität an der untern Kante der Tragwand sich äußern würden, die bei den oben aufgestellten Bedingungen unter sich vollkommen gleich sein müßten.

Diesem zu Folge kann die Tragwand, vermöge der Verbindung ihrer Glieder unter sich, als ein auf die hohe Kante gestellter Balken angesehen werden, an welchem, beim Gleichgewichte, die Zusammendrückbarkeit der Holzfasern an der concaven Kante der Ausdehnbarkeit der Holzfasern an der converen Kante gleich ist. Zwischen beiden Kanten sind aber Zwischenräume vorhanden, welche bei der Untersuchung des Tragvermögens des Trägers berücksichtigt werden müssen.

Hört die Wirkung der Hängestangen durch Loswerden der Schrauben, überhaupt durch Lockerwerden des Systems, auf, so sind es nur die horizontalen durchlaufenden Balken, welche jeder für sich, vermittelst ihrer relativen Festigkeit einen Widerstand gegen die Belastung ausüben, und die übrigen Holzglieder des Strebensystems werden außer Wirksamkeit gesetzt, und sind eigentlich als eine von dem unteren Streckholze zu tragende Belastung zu betrachten, während die Hängestangen den obern Streckbalken in Anspruch nehmen.

Wenn daher V das Tragvermögen des Gitterwerks in dem Systeme eines ganz festen Körpers und v das Tragvermögen jedes einzelnen Streckbalkens in der Mitte der Oeffnung bezeichnet, so drückt $V-2v$ den Theil des Tragvermögens aus, welchen die Tragwand verliert, wenn die durch die Hängestangen sonst bewirkte Verbindung des Systems aufgehoben wird. Hält nun im erstern Falle das Tragvermögen V der Belastung das Gleichgewicht, so muß sich im letztern Falle das

Gleichgewicht aufheben, und durch den in verticaler Richtung wirkenden Kraftüberschuß $V - 2v$ die Brechung des Systems eintreten.

Da nun die Hängestangen und die Streben obige Bedingungen des Gleichgewichtes des Systems dadurch erfüllen müssen, daß erstere durch ihre absolute, letztere durch ihre rückwirkende Festigkeit den Trägern einen Widerstand gleich dem Kraftüberschuß $V - 2v$ verleihen, so ist aus diesem Ausdruck, wenn das Gleichgewicht stattfinden soll, die absolute Festigkeit der Hängestangen abzuleiten. Der Ausdruck $V - 2v$ umfaßt also die Beziehung der absoluten Festigkeit der Hängestangen zu der gesammten relativen Festigkeit der Träger in sich.

Dieß vorausgesetzt, so hat man das Widerstandsmoment eines Howe'schen Trägers allgemein: $= \frac{R_{,}}{v'} \int v^2 dw$

nach §. 66. Tabelle III. ist für den entsprechenden Querschnitt Fig. 59

$$\int v^2 dw = \frac{b}{12} \left\{ 6 b h^2 \left(h - 2 h_2\right) + 8 h_2^3 \right\}$$

da nun $v' = \frac{h}{2}$, so ist das Widerstandsmoment:

$$\frac{R_{,} b}{6} \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \frac{8 h_2^3}{h} \right\}.$$

Ist die freiliegende Länge des Trägers $= l$ und wirkt in der Mitte ein Gewicht $= P$, so hat man das Kraftmoment $= \frac{Pl}{4}$; daher besteht die Gleichung:

$$\frac{Pl}{4} = \frac{R_{,} b}{6} \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \frac{8 h_2^3}{h} \right\}$$

daher $P = \frac{2}{3} \cdot \frac{R_{,} b}{l} \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \frac{8 h_2^3}{h} \right\} \ldots$ (a)

Diese Formel (a) wäre jedoch nur für den Fall gültig, wenn der Träger an beiden Enden frei aufliegt, also wenn z. B. die Brücke nur eine Oeffnung hat. Besteht die Brücke aus mehreren Oeffnungen, und ist die Trägerconstruction der Art, wie bei den Howe'schen Gitterwerken, wo man jedes Gitterwerk als einen ununterbrochenen, von einem Ufer zum andern gestreckten Balken betrachten kann, der so viele Unterstützungen hat, als es Pfeiler sind, dann werden die Bedingungen des Gleichgewichts geändert, und es wird ein Träger, der mit einem Ende frei aufliegt, mit dem andern aber über einen Pfeiler geht, wie dieß bei einer Brücke mit 2 Oeffnungen vorkommt, mehr tragen, als ein solcher, der mit beiden Enden nur frei aufliegt. Ebenso wird ein Träger, der über 2 Pfeiler geht, wieder mehr tragen, als jener, der nur auf einem Pfeiler ruht *).

Die Träger einer Brücke mit 2 Oeffnungen müssen nach der Gleichung:

$$P = \frac{2}{3} \frac{R_{,}}{l} \frac{4}{3} b \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \frac{8 h_2^3}{h} \right\} \ldots \text{(b)}$$

berechnet werden. (Anhang Nr. 4. Gl. 16.)

Für die Träger einer Brücke mit mehr als 2 Oeffnungen hätte man nach (Anhang Nr. 5. Gl. 22)

*) Man sehe Navier, Seite 185 und 260.

$$P = \frac{2}{3} \cdot \frac{R_{,}}{l} \cdot \frac{10}{7} b \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \frac{8 h_2^3}{h} \right\} \ldots (c)$$

Sind die Größen l, h und h_2 gegeben, so ergibt sich die Breite des Trägers:

für den Fall Gl. (a) $b = \dfrac{\frac{3}{2} P l}{R_{,} \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \dfrac{8 h_2^3}{h} \right\}}$

" " " Gl. (b) $b = \dfrac{\frac{9}{8} P l}{R_{,} \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \dfrac{8 h_2^3}{h} \right\}}$

" " " Gl. (c) $b = \dfrac{\frac{21}{20} P l}{R_{,} \left\{ 6 h_2 (h - 2 h_2) + \dfrac{8 h_2^3}{h} \right\}}$

Wird die Höhe der Tragwand gesucht, so ergibt sich:

Für den Fall Gl. (a)

$$h = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{8 R_{,} b h_2^2 + P l}{4 R_{,} b h_2} \right)^2 - \frac{4}{3} h_2^2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{8 R_{,} b h_2^2 + P l}{4 R_{,} b h_2}$$

Für den Fall Gl. (b)

$$h = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{8 R_{,} b h_2^2 + \frac{3}{4} P l}{4 R_{,} b h_2} \right)^2 - \frac{4}{3} h_2^2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{8 R_{,} b h_2^2 + \frac{3}{4} P l}{4 R_{,} b h_2}$$

Für den Fall Gl. (c)

$$h = \sqrt{\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{8 R_{,} b h_2^2 + \frac{7}{10} P l}{4 R_{,} b h_2} \right)^2 - \frac{4}{3} h_2^2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{8 R_{,} b h_2^2 + \frac{7}{10} P l}{4 R_{,} b h_2}$$

Nennt man:

V das Tragvermögen eines Trägers;
2v " " " der beiden Streckbänder;
n die Anzahl der Hängestangen für einen Träger;
α den Winkel, welchen die Kreuzstreben mit der Verticalen machen, so hat man, wenn V und 2v als gleichmäßig auf den Träger vertheilt angenommen werden, den Zug an einem Hängebolzen: $\dfrac{V - 2v}{n}$.

Die Kreuzstreben wirken gleichsam vermittelst ihrer rückwirkenden Festigkeit, um, ihrer Bestimmung zu Folge, zu verhindern, daß die Zangenhölzer sich aneinander nähern in dem Maße, wie die Hängeschrauben dem Bestreben, sich von einander zu entfernen, entgegenwirken, wobei jedoch diese ausschließlich in verticaler, während jene in schräger Richtung diese Bedingung zu erfüllen angewiesen sind.

Wenn daher bei dem ganzen System das Gleichgewicht stattfindet, so muß es auch bei den einzelnen Bestandtheilen desselben vorhanden sein; folglich wenn das Tragvermögen der Hängschraube als ein an jedem Vereinigungspunkte e e der obern Zangenhölzer a, Fig. 154, von oben nach unten wirkender Druck betrachtet, der Winkel o e f mit α, die Anzahl der am Punkte e vereinigten Hauptstreben mit m, die in der Richtung der Fasern wirkende Belastung, welcher jede

Strebe, wenn sie vertical stände, beim Gleichgewicht ausgesetzt werden könnte, mit q bezeichnet wird, so wird: $q = \frac{V - 2v}{m \cdot n \operatorname{Cos} \alpha}$.

Will man die Senkung eines Trägers berechnen und ist:

P die Last in der Mitte des Trägers, f die Senkung, so hat man für den Fall Gl. (a) und Querschnitt Fig. 59, Taf. II.

$$f = \frac{P l^3}{4} \cdot \frac{1}{E b (h^3 - h_1^3)}$$

Für den Fall Gl. (b): $f = \frac{P l^3}{4 \sqrt{5}} \cdot \frac{1}{E b (h^3 - h_1^3)}$

Für den Fall Gl. (c): $f = \frac{P l^3}{4} \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{E b (h^3 - h_1^3)}$

Was den Werth von R, in den Gleichungen (a) (b) und (c) betrifft, so ist dieser aus der Tabelle I. §. 66. zu entnehmen. Für Tannenholz ist der Bruchcoefficient R = 5111000 Kil. per Quadr.-Mtr., daher bei zehnfacher Sicherheit R_1 = 511100 Kil.

Ghega nimmt bei der Berechnung der Connecticutflußbrücke R = 7320000 Kil. und setzt $R_1 = \frac{1}{5}$ R *).

§. 78.

Die Fig. 120 zeigt die zuerst von Professor Wiegman angegebene Verstärkungs-Construction, welche darin besteht, daß man den zu verstärkenden Balken an einem oder an mehreren Punkten unterstützt, indem man eine schmiedeiserne Zugkette oder ein Zugband aus flachem Eisen anbringt, worauf die Stützen ruhen. Wird ein solcher Tragbalken in seiner Mitte etwas aufgebogen, so wird bei dem Aufbringen einer Last daselbst eine dieser entgegenwirkende Kraft erzeugt, welche zu Gunsten der relativen Festigkeit des Balkens wirkt.

Wenn daher bei einem Träger mit einer Stütze, wie Fig. 120,

α den Winkel, welchen die Zugstange mit der Verticalen macht;

w der Querschnitts-Inhalt einer Zugstange;

f die absolute Festigkeit des Schmiedeisens auf die Quadrateinheit bezogen bedeutet, so kann der Balken die Last p = 2 w f Cos α mehr tragen, als wenn er frei auf zwei Stützen läge. Ist das Tragvermögen im letzten Falle P, so ist es bei dem verstärkten Träger P + p.

Bei den Unterzügen hängender Brückenbahnen, die eine große Breite haben müssen, sind derartige Verstärkungen ganz angemessen.

Werden zwei 18 bis 20 Mtr. lange fichtene Stämme in der Art verstärkt, wie die Fig. 122, 122ª und 122ᵇ zeigen, so können sie als Träger einer Dienstbrücke mit Vortheil verwendet werden.

§. 79.

2. Biegung der Balken.

Jedem verzahnten Balken gibt man in der Mitte eine kleine Aufbiegung, um ihm theils mehr Tragfähigkeit zu verschaffen und theils zu verhindern, daß der-

*) Eine andere Berechnungsart der Howe'schen Träger sehe man in dem Brückenbau, Anhang §. 1.

selbe nach erfolgter Senkung in eine concave Form gebracht wird. Die durch das Ausbiegen vermehrte Tragkraft der verzahnten Träger leitete auf den Gedanken, die Hölzer so stark zu krümmen, als es ihre Elasticität überhaupt gestattet, und sie alsdann mit ihren Enden zwischen unverrückbare Stützen zu setzen. Es ist keinem Zweifel unterworfen, daß solch gebogene Balken eine weit größere Last zu tragen im Stande sind, als wenn sie unter sonst gleichen Verhältnissen ihre ursprüngliche gerade Form beibehalten; allein dieß kann nur angenommen werden, wenn die Balken den richtigen Grad der Krümmung erhalten, d. h. mit andern Worten, wenn die Ausdehnung und Zusammendrückung der Holzfasern in der Gränze der Elasticität bleibt. Nächstdem ist es auch die Art und Weise, wie das Holz gekrümmt wird, welche auf die Tragfähigkeit desselben Einfluß hat, und es werden daher die Fragen entstehen:

1) Welche Rücksichten hat man bei dem Biegen eines Balkens zu nehmen,
2) Wie stark darf ein Balken höchstens gebogen werden, und
3) Welche Vorrichtungen braucht man zum Biegen der Balken.

Bezüglich dieser Fragen ist es nothwendig, sich an die Erfahrung zu halten. Der bayrische Oberbaudirector v. Wiebeking war es besonders, welcher Behufs der Ausführung hölzerner Bogenbrücken ausführliche Versuche über das Krümmen der Balken anstellte *). Die Resultate dieser Versuche waren folgende:

a) Das runde unbeschlagene Holz hat mehr Elasticität, als beschlagenes und ist deshalb bei stark gekrümmten Bogengerüsten vorzuziehen.
b) Grünes Holz läßt sich viel stärker biegen, als trockenes.
c) Wenn zwei oder drei Hölzer aufeinandergelegt und miteinander gekrümmt werden, doch so, daß sie sich übereinander verschieben können, so erfordern sie zwar mehr als das Dreifache der Druckkraft, die für ein Einzelnes hinreichen würde, aber man kann ihnen so eine stärkere Krümmung geben, ohne ihr Zerbrechen zu besorgen.
d) Nach der Krümmung werden die Curven um einige Millimeter in der Mitte ihrer Länge niedriger, aber etwas breiter, als sie vorher waren.
e) Die zu biegenden Stämme müssen vollkommen gesund sein und in der Nähe der Lagerpunkte dürfen keine Aeste gewesen sein, denn die Fasern zerreißen da am leichtesten.
f) Fichtenes Floßholz taugt nicht viel zum Biegen, hat es aber zehn Tage im Wasser gelegen, so wird es dazu ganz untauglich. Außer Lerchen und Kiefern krümme man trockenes Holz gar nicht.
g) Etwas krumm gewachsene, doch gesunde Stämme wähle man vorzugsweise.
h) Dürres Holz meide man so viel als möglich.
i) Das zu verwendende Holz soll nicht im Sommer, sondern am besten beim Zurücktritt des Saftes gehauen werden.
k) Zu den während des Krümmens nöthigen Unterlagshölzern wähle man stets oben abgerundete Balkenstücke.
l) Man suche das Krümmen der Balken von der Mitte gegen die Enden hin zu erzielen.

*) Wiebeking allgemeine Wasserbaukunst 3. Bd. 316.

m) Das Biegen wird erleichtert, wenn man die obere Fläche des zu biegenden Balkens mit Wasser begießt und die untere durch ein Kohlenfeuer erwärmt.

n) Die gebogenen Balken lasse man während zwei Monate in ihrer Form.

o) Einen Balken von Tannenholz biege man höchstens auf $1/_{25}$ seiner Länge; bei einem Balken von Eichenholz darf die Krümmung nur $1/_{40}$ der Länge betragen.

Was die Vorrichtungen zum Biegen der Balken betrifft, so sind diese verschieden, je nachdem dieselben in horizontaler oder verticaler Lage gebogen werden.

Bei horizontaler Lage der Balken werden mehrere Pfähle nach der vorgeschriebenen Krümmung in den Boden eingeschlagen, der zu krümmende Balken wird alsdann mit seiner Mitte an den dem Scheitel der Krümmung entsprechenden Pfahle festgebunden und sofort mit seinen Enden vermittelst Ketten und Hebel oder Zugwinden gegen die übrigen Pfähle angezogen und mit denselben durch Ketten oder Taue vereinigt. In dieser gekrümmten Form wird der Balken so lange gelassen, bis er dieselbe beibehält. Ist der Boden nicht ganz eben, so ist es sehr zweckmäßig, den zu krümmenden Balken auf mehrere gleich hoch liegende Schwellen aufzulegen.

Will man zwei Balken auf diese Art gleichzeitig biegen, so ramme man die Pfähle jeden einzelnen so ein, daß die converen Seiten der Bogen gegeneinander gekehrt sind und ihr Abstand im Scheitel noch etwa 0·3 Mtr. beträgt, um sie mittelst zwei gegeneinander getriebenen Holzkeilen fest an die mittlern Pfähle anpressen zu können. Nun ziehe man die Balkenenden mittelst Ketten und Zugwinden gegen die entsprechenden Pfähle an, und treibe zwischen die gekrümmten Balken gemeinschaftliche Spannhölzer ein, wodurch dieselben noch vollends mit den eingeschlagenen Pfählen in Berührung kommen.

Damit die nach der Krümmungslinie der Balken eingeschlagenen Pfähle nicht nachgeben, so ist es zweckmäßig, dieselben paarweise mit einander durch Zangenhölzer, welche in gleicher Höhe auf dem vorher geebneten Boden liegen, zu verbinden.

Wiebeking legte die beiden zu biegenden Balken auf einige Unterlagsschwellen und spannte die Enden derselben in Zangenhölzer; hierauf ließ er sie durch zwei Schraubengeschirre von einander treiben, bis die vorgeschriebene Krümmung erreicht war. Bei dieser Methode wird jedoch die Krümmung nicht kreisförmig, wie sie sein sollte, sondern gegen die Balkenenden hin stärker, in der Mitte aber wird sie geradlinig.

Zweckmäßiger ist die verticale Biegung der Balken. Man legt den zu biegenden Balken etwa 1 Mtr. von dem Boden entfernt, mit seinen Enden in die Ausschnitte zweier eingerammter Zangenhölzer, und biegt ihn mit gewöhnlichen Wagenwinden aufwärts, bis er seine vorgeschriebene Krümmung angenommen hat. Ehe man die Winden wieder wegnimmt, werden in Entfernungen von etwa 1·5 Mtr. Unterlagshölzer angebracht und diese so lange gelassen, bis der gebogene Balken seine Krümmung beibehält.

Soll der gebogene Balken mit einem geraden Tragbalken in Verbindung gebracht werden, um so den Träger eines Hängwerkes zu bilden, so wird der letztere auf mehrere Unterlagshölzer gelegt und mit zwei, besser aber mit drei eingerammten Zangen gegen den Boden festgehalten. Der zu biegende Balken wird

sofort mit einem Ende in den Tragbalken eingesetzt und etwa mit einer Kette oder einem eisernen Band festgehalten. Nun werden auf den Träger mehrere Unterlagsklötze gelegt, welche genau die der vorgeschriebenen Kreislinie entsprechende Höhe haben, und es wird das andere Ende des zu krümmenden Balkens mit Ketten und Hebel oder Zugwinden so weit herabgedrückt, daß es in die bereits gefertigte Versatzung eingesetzt und befestigt werden kann. Durch das Einsetzen genau passender Stützen, die mit Bogen und Träger, entweder mittelst eisernen Bändern oder durch Schraubenbolzen vereinigt sind, werden die Unterlagsklötze unnöthig und können daher weggenommen werden.

Die beste Methode, einen Balken zu biegen, ist die, wobei derselbe auf eine der Krümmung entsprechende Balkenunterlage gelegt und im Scheitel gegen dieselbe befestigt wird, sodann aber die Biegung nach und nach von der Mitte aus gegen die Enden hin geschieht. Zu diesem Behufe werden am besten mehrere eiserne Schraubenzwingen an die Balkenunterlage befestigt und durch Herabwinden der Schrauben die Biegung allmählig bewirkt.

Die angedeuteten Vorrichtungen zum Krümmen der Balken sind nicht brauchbar, sobald es sich um die Ausführung eines hölzernen Bogens handelt, der aus mehreren Lagen besteht und wo jede Lage wieder aus zwei oder mehreren Balken zusammengesetzt ist. Wiebeking bediente sich hier je nach Umständen entweder einer Land- oder einer Flußrüstung, worauf die Balken gebogen wurden. Die erstere war entweder ein Stuhl- oder ein Pfahlgerüst, die letztere war stets ein Pfahlgerüst. Diese Gerüste erhielten in ihrem Längenprofile genau die Form des Bogens und es wurden daher die Balken einzeln an sie angelegt und mit Hülfe von Ketten und Winden auf sie herabgebogen. Hatte man so die erste Curve gebogen und an die Rüstung befestigt, so bog man die Balken der zweiten Curve, welche sodann mit denen der ersten durch hölzerne Zwingen und eiserne Klammern verbunden wurden. Wurde der Bogen auf dem Lande zusammengesetzt, so ließ man den Werksatz zwei bis drei Monate stehen; erst nach dieser Zeit zerlegte man den Bogen, behufs des Aufschlagens der Brücke, wieder in seine Theile, die vorher numerirt wurden, und brachte sie auf das Flußgerüst, worauf dann die definitive Zusammensetzung stattfand. In der Regel mußten bei dieser die Balken noch einmal gebogen werden, indem sie oft die Hälfte ihrer Krümmung wieder verloren hatten.

Diese doppelte Arbeit veranlaßte Wiebeking, wenn es immer möglich war, die Krümmung der Balken gleich definitiv auf der Flußrüstung vorzunehmen, zumal da hierdurch die Kosten der Herstellung eines Werksatzes ganz erspart wurden.

[Die Constructionen der Vorrichtungen zum Krümmen der Balken werden bei dem Vortrage näher beschrieben und durch Zeichnungen erläutert.]

§. 80.

3. Zusammensetzung von Balken oder Bohlen nach einer Kreislinie.

Sowie für gerade Träger bei größern Entfernungen der Stützpunkte und bedeutenden Lasten einfache Balken nicht mehr ausreichen, sondern dieselben aus mehreren Balken zusammengesetzt werden müssen, so verhält es sich auch mit den Bogen.

Eine einfache Balkencurve von Tannenholz kann im Brückenbau höchstens für eine Spannweite von 50—55′ oder 15—16·5 Mtr., eine solche von Eichenholz für eine Weite von 40—45′ oder 12—13·5 Mtr. in Anwendung kommen, und dieß nur dann, wenn die Last nicht sehr groß ist.

Für größere Spannweiten und bedeutendere Lasten muß man die Bogen schon aus mehreren Stücken zusammensetzen.

Solche zusammengesetzte Bogen können entweder Balkenbogen oder Bohlenbogen sein, je nachdem nur einzelne Balken oder Bohlen zu ihrer Construction verwendet werden.

§. 81.

Construction der Balkenbogen.

Die Balkenbogen, wie sie zuerst von Wiebeking für große Spannweiten im Brückenbau angewendet worden sind, haben folgende Construction. Taf. IV. Fig. 123. Zwei oder mehrere Balkencurven sind übereinandergebogen und durch schmiedeiserne Bolzen, die in Entfernungen von 12 bis 15 Mtr. angebracht sind, mit einander verbunden. Damit eine Verschiebung der Curven übereinander verhindert wird, so sind Keile aus hartem Holze so zwischen dieselben eingetrieben, daß sie zur Hälfte in die eine, zur Hälfte in die andere Lage eingreifen.

Haben die einzelnen Curven eine größere Länge als 15 bis 18 Mtr., so werden sie aus zwei Balken zusammengeschiftet; die Schiftung geschieht mit dem schrägen Hackenblatt ohne oder mit Keilen, und wird in den einzelnen Curven so gewählt, daß niemals 2 Schiftungen zu nahe zusammenfallen.

Um den einzelnen Balken eines solchen Bogens nicht mehr Biegung als $1/25$ ihrer Länge geben zu müssen, dürfte seine Pfeilhöhe höchstens $1/10$ der Spannweite sein.

Eine andere Construction der Balkenbogen ist aus Fig. 124 und 124a ersichtlich. Hier sind die einzelnen Balkenlagen aufeinander verzahnt und mittelst schmiedeiserner Bolzen verbunden; zwischen den einzelnen Zähnen sind Keile aus hartem Holze eingetrieben, theils um die an und für sich schwierige Arbeit der Verzahnung zu erleichtern, theils um dem Bogen selbst eine genügende Spannung zu geben. Die Aufzeichnung der Zähne geschieht in gleicher Art, wie bei den geraden Trägern; die untere Curve wird auf der Rüstung gebogen und provisorisch an derselben fest gemacht, sodann werden die Zähne aufgerissen und möglichst genau ausgearbeitet; ist dieß beendigt, so wird die schon etwas gekrümmte zweite Curve in die richtige Krümmung gebracht, und es werden die Zähne genau nach der schon fertigen Verzahnung vorgezeichnet und sodann angeschnitten.

Der Umstand, daß bei dieser Verzahnung viel Holz in die Späne geht, daß ferner die Arbeit sehr schwierig ist, mag wohl Ursache sein, daß derartige verzahnte Bogen wenig mehr in Anwendung kommen.

Eine weit bessere Construction eines Balkenbogens ist aus der Fig. 125 ersichtlich. Die Balkencurven liegen nicht direct aufeinander, sondern lassen zwischen sich einen freien Raum, der nur in Abständen von 2·17 bis 3 Mtr. mit kurzen Balkenstücken ausgefüllt ist. Die Balken einer Curve sind stumpf gestoßen. Sämmt-

liche Hölzer sind durch eine hinreichende Zahl Schraubenbolzen mit einander in Verbindung gebracht.

Der Vortheil dieser Construction ist einleuchtend, wenn man erwägt, daß durch das Auseinanderrücken der Balken in jedem Querschnitte des Bogens ein größerer Widerstand gegen Biegung stattfindet, als bei den Wiebeking'schen Bogen mit der gleichen Zahl Curven von denselben Querschnittsdimensionen; dazu kommt noch das bei den Wiebeking'schen Bogen, wenn sie im Freien stehen, daß Regenwasser sich zwischen die einzelnen Curven setzt und hierdurch die Fäulniß der Hölzer beschleunigt, was bei den durchbrochenen Bogen weit nicht in dem Maße der Fall ist, sie also eine längere Dauer zeigen.

In Amerika und in neuerer Zeit auch in Deutschland findet diese Bogenconstruction im Brückenbau häufig Anwendung.

Sowohl diese als die Wiebeking'schen und verzahnten Bogen erfordern zu ihrer Ausführung 12 bis 15 Mtr. langes, gesundes Fichtenholz, welches meist auf $\frac{0·3}{0·3}$ Mtr. Stärke kantig behauen sein muß; nur für kleinere Bogen und schwache Krümmungen kann Eichenholz verwendet werden.

Ist man wegen Mangel an langem Bauholze genöthigt, einen größern Bogen aus Eichenholz zu construiren, so geschieht dieß auf folgende Art. Es werden 2·4 bis 3 Mtr. lange nach der Krümmung gewachsene eichene Balken stumpf aneinander gestoßen; die Stöße in den aufeinanderliegenden Curven werden so angeordnet, daß z. B. bei drei Curven, Fig. 126, diejenigen der ersten mit denen der dritten Curve in die gleiche Radiale, diejenigen der zweiten in die Mitten der einzelnen Balken der ersten Curve fallen. Rechts und links jedes Stoßes sind eiserne Bänder angelegt, um eine Pressung der drei Curven aufeinander zu bewirken; in dem Raume zwischen den Bändern befindet sich jedesmal ein durch alle Curven gehender Schraubenbolzen, wodurch eine Verschiebung der einzelnen Curven übereinander verhindert wird.

In Frankreich wurden derartige Bogen im Brückenbau häufig angewendet, indeß schnitt man die Balken meist nach der Krümmung zu, wodurch sie viel von ihrer Festigkeit verloren.

Zuweilen trifft es sich, daß der Bogen eine möglichst geringe Höhe einnehmen soll; hier legt man die einzelnen Curven nicht alle aufeinander, sondern immer je 2 nebeneinander, wie die Fig. 126a anzeigt.

§. 82.

Construction der Bohlenbogen.

Die Umstände, daß das Nadelholz von den erforderlichen Dimensionen nicht in allen Gegenden zu finden ist, oder nur mit großen Kosten erhalten werden kann; sodann daß Eichenholz überhaupt mehr Tragkraft und Dauer besitzt, wie Nadelholz, haben wohl Veranlassung zur Construction der **Bohlenbogen** gegeben.

Schon im Jahre 1799 hat Wasserbaudirector Funk bei Preußisch-Minden eine Brücke erbaut, bei welcher die Bahn durch eichene 45′ weite Bohlenbogen

getragen wird, und lange Zeit vorher verwendete Philibert de l'Orme solche zu Dachstuhlconstructionen.

Die bis jetzt angewendeten Constructionen der Bohlenbogen lassen sich in zwei Klassen theilen: die erste Klasse begreift diejenigen Bohlenbogen in sich, bei welchen die Bohlen auf der hohen Kante dicht nebeneinander stehen; die zweite Klasse schließt diejenigen Bogen ein, bei denen die Bohlen flach übereinander liegen. Beide Constructionen sollen hier näher beschrieben werden.

Die Funk'schen Bohlenbogen gehören der ersten Klasse an; sie bestehen aus zwei Lagen von 6 Zoll Stärke, wovon jede wieder aus mehreren nach der Krümmung geschnittenen Segmenten zusammengesetzt ist; diese Segmente sind stumpf aneinander gestoßen und zwar sind die Stöße der einen Lage auf die Mitten der Segmente der andern Lage gerichtet; zur Verhinderung einer Verschiebung beider Lagen aufeinander sind Keile aus hartem Holze, die zur Hälfte in die eine und zur Hälfte in die andere Lage eingreifen, zwischen dieselben nach radialer Richtung getrieben, und außerdem sind auf beiden Seiten jeder Stoßfuge schmiedeiserne Bolzen angebracht, deren Zweck hauptsächlich noch der ist, die einzelnen Segmente beider Lagen zu einem Ganzen zu vereinigen.

Diese Funk'sche Construction hat den Nachtheil, daß die Hölzer zu stark sind und aus Balken geschnitten werden müssen. Gerade darin liegt der eigentliche Vortheil der Bohlenbogen, daß zu ihrer Zusammensetzung Bohlen von 0·06 bis 0·09 Mtr. Stärke verwendet werden können, da diese eher vollkommen gesund zu erhalten sind, als Balken von der doppelten oder dreifachen Dicke und auch hinsichtlich der Ausführung gegen jene mancherlei Erleichterungen darbieten.

Die Bohlenbogen, wie sie heut zu Tage bei dem Baue der Dachstühle, Lehrgerüste und Brücken für nicht zu große Spannweiten in Anwendung kommen, werden meist aus 0·05 bis 0·06 Mtr. starken Bohlen zusammengesetzt, deren Breiten je nach der Belastung des Bogens zwischen 0·3 und 0·6 Mtr. betragen. Ihre Verdrückung wechselt zwischen $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{2}$.

Einen Bohlenbogen von der Art sieht man auf Taf. IV. Fig. 129 und 129a. Es sind vier Bohlenlagen nebeneinander; jede Lage besteht aus stumpf gegeneinander gestoßenen Segmenten von 0·06 Mtr. Stärke und 1·8 bis 2·4 Mtr. Länge. Die Stöße der einzelnen Lagen wechseln ab und es fallen diejenigen der ersten Lage mit denen der dritten, die der zweiten Lage mit denen der vierten zusammen. Rechts und links von jeder Stoßfuge gehen zwei Schraubenbolzen durch alle 4 Lagen und bewirken so eine vollkommene Verbindung aller Theile zu einem festen Ganzen.

Bei der Ausführung eines Bohlenbogens legt man auf dem Bauplatze einen Werkboden an, zeichnet hierauf vermittelst Abscissen und Ordinaten, oder mit einem Stangenzirkel, welcher aus mehreren starken Latten zusammengesetzt ist, den Kreis- oder Korbbogen; hierauf macht man nun die Eintheilung und bestimmt die Länge der einzelnen Segmente, welche alle nach den Radien abgeschnitten werden. Die so zugeschnittenen Segmente werden nun auf den Werkboden gelegt und genau nach dem Risse bearbeitet. Wie diese erste Lage, so wird auch die zweite, dritte und vierte abgerichtet. Sind alle Lagen fertig, so legt man sie

aufeinander und hält sie so lange durch angebrachte Schraubenzwingen zusammen, bis alle Löcher gebohrt und die Schraubenbolzen eingezogen sind. Ein Ineinanderpressen der Hirnholzflächen wird durch zwischen die Stoßfugen gelegte dünne Eisenbleche verhindert.

Erfordert der Bogen eine solche Stärke, daß die gewöhnliche Bohlenbreite, welche man höchstens zu 0·6 Mtr. annehmen kann, für die Höhe des Querschnitts nicht mehr ausreicht, so ist die Construction des Bogens die aus Fig. 127 und 127a ersichtliche.

Die Bohlenbogen der zweiten Klasse, bei welchen die Bohlen flach übereinander liegen, hat zuerst Emy zu Dachstuhlconstructionen angewendet; ihre Verwendung im Brückenbau gehört der neuern Zeit an.

In Fig. 128 ist ein ziemlich flacher Bogen der Art dargestellt. Neun einzelne Bohlenlagen sind mittelst Bolzen und Bänder aufeinander befestigt. Die stumpf aneinander gestoßenen Bohlen haben in der Regel eine Stärke von 0·05 bis 0·06 Mtr., eine Breite von 0·3 bis höchstens 0·6 Mtr. und eine Länge von 9 bis 12 Mtr. Die Stöße in sämmtlichen Lagen sind auf die ganze Bogenlänge gleichförmig vertheilt.

Die Pfeilhöhe kann bei einem solchen Bogen $^1/_{10}$ der Spannweite betragen, und kann bei der gleichen Construction bis auf $^1/_2$ derselben vergrößert werden.

Verlangt die den Bogen treffende größte Belastung eine größere Breite des Querschnitts als 0·3 bis 0·4 Mtr., so setzt man die einzelnen Lagen der Breite nach aus zwei, öfters drei Bohlen zusammen, nimmt aber darauf Rücksicht, daß die Längenfugen zweier aufeinander folgenden Lagen nicht in eine und dieselbe Ebene fallen. Auch erscheint es zweckmäßig, die einzelnen Lagen durch Dübel aufeinander zu befestigen und hierdurch zugleich ein Verschieben derselben übereinander zu verhindern.

Die größten Bogen, die man bis jetzt in England bei einigen Eisenbahnviaducten in Anwendung gebracht hat, haben 36 Mtr. Spannweite und 15 Mtr. Pfeilhöhe; der Bogenquerschnitt besteht aus vierzehn Lagen und hat eine Höhe von 1·1 Mtr., eine Breite von 0·54 Mtr. Die einzelnen Lagen sind abwechselnd ihrer Breite nach aus zwei und drei Bohlen zusammengesetzt.

Die Ausführung eines Bohlenbogens der zweiten Klasse ist weit leichter, als die eines Balkenbogens, da die im Verhältniß ihrer Länge sehr dünnen Bohlen von Hand aus gebogen werden können und somit keine besondere Biegungsvorrichtungen nöthig machen. Bei Hängwerkconstructionen geschieht deshalb die Biegung stets auf dem Tragbalken, indem man die Bohlen einzeln in ihre Versatzung stellt, daselbst provisorisch befestigt und über unverrückbare Stützen, die gewissermaßen die Ordinaten des Bogens darstellen, krümmt.

Bei Sprengwerkconstructionen wird ein Lehrgerüst, ähnlich wie bei der Einwölbung steinerner Brücken, aufgestellt, worauf sodann die Bohlen wiederum einzeln gebogen werden.

Vergleicht man nun die Balkenbogen gegen die Bohlenbogen, so ergeben sich folgende Resultate:

1) Die Bohlenbogen können häufiger wie die Balkenbogen angewendet werden, indem es eher möglich ist, 1·8 bis 2·4 Mtr. lange Bohlen von Eichenholz

zu erhalten, als gesunde $\frac{0\cdot36}{0\cdot3}$ Mtr. starke und 15 bis 20 Mtr. lange fichtene Balken.

2) Da die Bohlenbogen in der Regel aus Eichenholz construirt werden, so ist ihre Dauer wenigstens doppelt so groß wie die der Balkenbogen.

3) Der Transport kurzer Hölzer ist weniger kostspielig, als der der langen; auch können leichter schadhafte Stücke ohne großen Verlust ausgeschossen werden.

4) Die Bohlenbogen der ersten Klasse lassen viel leichter eine Reparatur zu, wie die Balkenbogen.

5) Die Ausführung der Bohlenbogen ist weit leichter, als die der Balkenbogen; sie erfordert weniger Arbeit und Zeit.

6) Die Bohlenbogen der ersten Klasse üben weniger Seitenschub aus, wie die Balkenbogen, da sie für sich, ohne eingezwengt zu werden, einen starken Bogen bilden.

7) Die Bohlenbogen haben nicht wie die Balkenbogen eine bestimmte Gränze der Biegung; sie können nach dem Halbkreis, ja sogar nach überhöhten Curven gebogen werden, doch sollen sie nie flacher sein als die Balkenbogen, deren Verdrückung $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{12}$ beträgt.

§. 83.

Theoretische Berechnung der Bogen.

Die Berechnung der Querschnittsdimensionen eines Bogens von gegebener Spannweite und Pfeilhöhe, sowie für einen bestimmten Belastungsfall kann entweder nach rein empirischen oder nach theoretisch begründeten Formeln geschehen.

Späth, Funk und Langsdorf geben empirische Formeln; ersterer betrachtet hauptsächlich die Wiebeking'schen Balkenbogen in seiner Statik der hölzernen Bogenbrücken, München 1811, und gründet seine Resultate lediglich auf die von Wiebeking angestellten Versuche über die Tragkraft gebogener Balken; die Formeln können sonach auch nur zur Berechnung der Wiebeking'schen Bogenbrücken gelten; Funk gibt in seiner Abhandlung „Ueber die vorzügliche Anwendbarkeit der Bohlenbögen zu hölzernen Brücken 2c. München 1812," zur Berechnung des Tragvermögens der Bohlenbögen die Formel: $P = E \frac{b h^2}{l} \operatorname{Sin.} \psi$ (Anhang §. 7. h) an, machte jedoch bei Herleitung derselben die Annahme, daß der Bogen durch zwei Streben ersetzt seie, die sich im Scheitel des ersteren gegeneinander stemmen. Nur durch die Erfahrungs-Coefficienten E hat diese Funk'sche Formel einigen praktischen Werth erhalten, besonders da Röder in seinem Brückenbau 2. Thl. S. 129 die Anwendbarkeit derselben für andere Bogenconstructionen empfiehlt und dafür die Funk'schen Werthe von E umgestaltet.

Die gleiche Annahme, wie Funk, machte auch von Langsdorf in seiner „Anleitung zum Straßen- und Brückenbau, Heidelberg 1817;" seine Berechnungsart ist deshalb nur eine mangelhafte und durchaus für die Praxis nicht die nöthige Sicherheit gewährende.

Die erste richtige theoretische Behandlung des fraglichen Gegenstandes hat Navier in seinem „Resumé de Leçons etc. Paris 1833" gegeben. Er betrachtet

die Bogen als ursprünglich gebogene elastische Curven und leitet die Querschnittsdimensionen derselben aus dem Fundamentalsatz ab: Die Ausdehnung oder Zusammendrückung der Holzfasern an derjenigen Stelle des Bogens, welche die größte Biegung erleidet, darf eine gewisse Gränze nicht überschreiten, welche er mit $\frac{R_{\prime}}{E}$ bezeichnet, wo $R_{\prime}$ die größte ausdehnende oder zusammendrückende Kraft, die das Holz auf die Flächeneinheit ertragen kann, E den Elasticitätsmodul bedeutet.

Nach Navier war es zunächst P. Ardant *), welcher in seiner „Theoretisch-praktischen Abhandlung über Anordnung und Construction der Sprengwerke von großer Spannweite" zeigt, daß er die Navier'sche Theorie vollständig verstanden und für die Praxis brauchbar zu machen wußte; er erweiterte nicht allein die Theorie, sondern machte auch besonders mit Bohlenbogen verschiedener Construction Versuche im Großen, um hieraus die Werthe von $R_{\prime}$ und E zu ermitteln. Die in den Ardant'schen Versuchen über die Biegung der Bögen wichtigsten Thatsachen sind:

1) Die Bogen aus gebogenem Holze biegen sich wie homogene feste Körper.

2) Der Werth von E ist um so geringer, je schwächer die Dicke der Lagen ist, aus welchen sie zusammengesetzt sind, und je weniger stark und zahlreich die Schrauben sind, welche sie vereinigen. Dieser Werth ist höchstens 500 000 000 Kil.

3) Der Bruch findet durch die Ausdehnung der Fasern der äußern Bogenfläche statt, in einem von der Verticalen um 60° bis 65° entfernten Punkte, weshalb man vermeiden muß, in diesem Punkte Fugen an der äußern Fläche des Bogens zu haben. Der Bruch-Coefficient beträgt höchstens $^{3}/_{5}$ von dem eines homogenen Prismas.

4) Der Krümmungspfeil im Scheitel kann bei Halbkreisbogen einem Zehntel des Durchmessers gleich werden. Berechnet man also ihren Querschnitt derartig, daß der Pfeil der Krümmung, welchen sie unter der zu ertragenden Belastung annehmen, einem Hundertel des Durchmessers gleich ist, so wird man genügende Solidität erreichen.

5) Die horizontale Verschiebung der Punkte auf einem Halbkreisbogen, die 60° bis 65° von der Verticalen entfernt sind, ist gleich der Hälfte der Senkung des Scheitels bei derselben Belastung.

Für die Bogen mit auf die hohe Kante gestellten Bohlen nach der Construction von Phillibert de l'Orme ergab sich:

1) Die Biegung geht in continuirlicher Weise und wie bei einem homogenen festen Körper vor sich.

2) Der Werth von E wächst mit der Länge und Dicke der Stücke, aus denen der Bogen zusammengesetzt ist, und mit der Solidität der Verbindungen an den Vereinigungspunkten. E ist höchstens 500 000 000 Kil.

3) Der Bruch geschieht gleichzeitig durch die Compression der Bohlenstücke, die 65° von der Verticalen abstehen, an der innern Bogenfläche, indem diese sich

*) In das Deutsche übersetzt von A. v. Kaven in Hannover 1847.

mit ihren Ecken aufeinanderliegend zerdrücken und durch das Zerreißen derselbe Stücke nach der Längenrichtung, indem sie der Wirkung nachgeben, welche di Bolzen oder Pflöcke ausüben, um sie in ihrer Länge aufzuspalten. Der Bruch coefficient ist höchstens $^3/_5$ von dem eines homogenen Stückes.

4) Der Krümmungspfeil der Bögen ist im Augenblicke des Bruches da Doppelte der horizontalen Verschiebung der Bruchstellen, und übersteigt nicht ei Dreißigstel des Durchmessers. Man muß diese Bögen also so berechnen, daß di Senkung des Scheitels wo möglich nur $^1/_{300}$ des Durchmessers oder höchsten $^1/_{150}$ desselben betrage. Hieraus geht hervor, daß der Werth von $\frac{R_{,}}{E} = 0\cdot000$ Mtr. ist, wie ihn auch Navier angibt.

Navier theilt in dem schon erwähnten Werke Seite 397 ebenfalls Formeln mit, welche zur Bestimmung der Querschnitts-Dimensionen der Brückenbogen an gewendet werden können, geht aber dabei von der Voraussetzung aus, daß solch die Form einer Parabel haben. Für Bogen, welche $^1/_{10}$ Verdrückung haben, weich die Kreislinie von der Parabel so wenig ab, daß die Annahme von Navier wohl begründet ist, indem die Formeln sich sehr vereinfachen und die Resultate der Rechnung nahe dieselben sind. Besonders einfach gestaltet sich der Fall, wenn der Bogen nur eine gleichförmig auf die Horizontale vertheilte Last zu tragen hat, denn alsdann erleidet er in allen Punkten nur eine Längenpressung und die Querschnitts-Dimensionen bestimmen sich nach der im Anhange §. 7. g. angegebenen

Formel: $$b h' = \frac{1}{R_{,}} \cdot \frac{p X}{2 Y} \cdot \sqrt{X^2 + 4 Y^2}$$

X ist die halbe Spannweite;
Y die Pfeilhöhe;
P die Belastung per laufenden Meter;
$R_{,}$ hat seine frühere Bedeutung, und ist für Brückenbogen 200000 Kil. per □Mtr. anzunehmen.
b und h' sind die Querschnittsdimensionen des Bogens an den Stützpunkten.

Für den Fall aber zu der gleichförmig vertheilten Last noch eine zufällige Belastung kommt, läßt Navier die letztere an der Bruchstelle des Bogens wirken, welche sich in einem Abstande von 0·557 der halben Spannweite vom Scheitel befindet, sucht für diese Stelle die Gesammtpressung, welche durch die beiden Belastungen hervorgebracht wird, und setzt die entsprechende Verkürzung der Holzfasern $= \frac{R_{,}}{E}$; hierdurch ergibt sich, wie aus Anhang §. 7. g. ersichtlich, die

Formel: $$b h^2 = \frac{1}{R_{,}} \left\{ T h + 1\cdot023\ X W \right\}.$$

T ist die Pressung an der Bruchstelle;
W die Last an derselben;
X die halbe Spannweite;
b und h sind die Querschnittsdimensionen des Bogens.

Obwohl außer den Theorien von Navier und Ardant noch andere äußerst schätzbare Abhandlungen über den Widerstand hölzerner Bogen im Drucke erschienen

sind, wie z. B. Bresse, theoretische Studien über den Widerstand der Bogen, Annales des Ponts et Chaussées, 2. Serie 1848. 1. Semestre Nr. 191, so hat man hier doch hauptsächlich die Theorie von Arbant der Bogenberechnung zu Grunde gelegt, indem sie bei möglichster Einfachheit der analytischen Ausdrücke practische Resultate liefert. (Man sehe den Anhang §. 7. a. b. c. d. e. f.)

In beifolgender Formeltabelle bedeutet:

A der mittlere Halbmesser des Bogens;
X die halbe Spannweite des Bogens;
Y die Pfeilhöhe desselben, also $A = \frac{Y}{2}\left(\frac{X^2}{Y^2} + 1\right)$;
ψ den halben Centriwinkel des gedrückten Bogens;
P die Gesammtbelastung, welche der ganze Bogen zu tragen hat;
Q der Horizontalschub des Bogens;
W ein zufälliges Gewicht an der Bruchstelle eines parabolischen Bogens;
α die Entfernung der Bruchstelle eines gedrückten Bogens vom Scheitel $= 0{\cdot}557$ X;
T der größte Druck nach der Richtung des Bogens;
f die verticale Senkung des Punktes, an dem die Last aufgehängt ist, oder die Senkung des Scheitels bei gleichförmiger Vertheilung der Last auf dem Bogen;
b und h, Breite und Höhe des Bogenquerschnitts im Scheitel;
h_1 Höhe des Bogenquerschnitts an den Stützpunkten;
R_1 die größte zusammendrückende Kraft, die das Material, aus welchem der Bogen besteht, auf die Flächeneinheit, wofür hier der Quadratmeter angenommen wird, ertragen kann (I. Abschnitt §. 66. Tabelle II.);
E der Elasticitätsmodul des betreffenden Materials (I. Abschnitt §. 66. Tabelle II.).

zur Berechnung der Bogen.

Art der Belastung.	Horizontalschub. Kil.	Senkung des Scheitels oder Aufhängepunktes Mtr.	Rechtwinklicher Querschnitt des Bogens. Mtr.
Halbkreisbogen.			
Gleichförmig auf dem Umfange des Bogens vertheilt.	$0{\cdot}16\ P$	$0{\cdot}051\ \frac{PA^3}{Ebh^3}$	$bh^2 = \frac{P}{R_,}\left\{0{\cdot}599\ h + 0{\cdot}27\ A\right\}$
Gleichförmig in Bezug auf die Horizontale vertheilt.	$0{\cdot}22\ P$	$0{\cdot}084\ \frac{PA^3}{Ebh^3}$	$bh^2 = \frac{P}{R_,}\left\{0{\cdot}68\ h + 0{\cdot}25\ A\right\}$
Im Scheitel aufgehängt.	$0{\cdot}32\ P$	$0{\cdot}222\ \frac{PA^3}{Ebh^3}$	$bh^2 = \frac{P}{R_,}\left\{0{\cdot}592\ h + 0{\cdot}55\ A\right\}$
Gedrückte Bogen (nach dem Kreise) *).			
Gleichförmig auf dem Umfange vertheilt.	$\frac{PM}{2}$	$1{\cdot}79\ \frac{PA^3\ \psi^5}{Ebh^3}$	$bh^2 = \frac{P}{2R_,}\left\{\frac{5Mh}{4} + \frac{NY}{8}\left(\frac{X^2}{Y^2} + 1\right)\right\}$
Gleichförmig in Bezug auf die Horizontale	$\frac{PM}{2}$	$1{\cdot}79\ \frac{PA^3\ \psi^5}{Ebh^3}$	$bh^2 = \frac{P}{2R_,}\left\{\frac{5Mh}{4} + \frac{NY}{8}\left(\frac{X^2}{Y^2} + 1\right)\right\}$
Im Scheitel aufgehängt.	$\frac{25}{64} \cdot \frac{PA}{X}$	$\frac{12PX^3}{Ebh^3}\left(\frac{1}{128} - \frac{3X^2}{20A^2}\right)$	$bh^2 = \frac{P}{2R_,}\left\{\frac{5Mh}{4} + 6A\left(\frac{7}{32M} - \frac{39N}{384}\right)\right\}$
Gedrückte Bogen (nach der Parabel).			
Gleichförmig in Bezug auf die Horizontale.	$\frac{pX^2}{2Y}$	0	$bh_, = \frac{pX}{2Y} \cdot \frac{1}{R_,}\sqrt{X^2 + 4\ Y^2}$
Ein Gewicht W hängt an der Bruchstelle und gleichförmige Belastung.	f. Text.	$\frac{5W}{64} \cdot \frac{5X^4 - 6X^2\ \alpha^2 + \alpha^4}{X^3 Y}$	$bh^2 = \frac{1}{R_,}\left\{Th + 1{\cdot}023\ WX\right\}$

*) $M = \frac{1}{\psi}$; $N = \psi^3$.

§. 84.

4. Verstrebung oder Verankerung.

Die Verstärkung durch Verstrebung oder Verankerung kommt meist nur bei der Construction senkrechter oder wenig geneigter Holzwände vor, welche einen Erd- oder Wasserdruck auszuhalten haben.

Die Art und Weise, wie die Verstrebung oder Verankerung angewendet wird, die Erklärung des constructiven Theils dieser Verstärkungsart wird bei der Betrachtung der Erdverkleidungen, insbesondere bei Ausführung der Bohlwerke, ausführlich mitgetheilt werden.

§. 85.

5. Häng- und Sprengwerke.

Einfache Balken von den gewöhnlichen Querschnittsdimensionen können auch für große Spannweiten zum Tragen von Lasten verwendet werden, wenn sie zwischen ihren Auflagerungen noch weitere Unterstützung finden.

Wird diese Unterstützung von oben her angebracht oder befinden sich die hierzu nöthigen Constructionstheile über dem Tragbalken, so entsteht das reine Hängwerk; findet sie indeß nur von unten her statt, indem sie die Stützen gegen feste Punkte der Widerlager stemmen, so entsteht das reine Sprengwerk.

Findet weder das eine noch das andere statt, und greifen die zur Verstärkung bestimmten Constructionstheile theils unter und theils über den Tragbalken, so entsteht das Häng- und Sprengwerk.

§. 86.

Construction der Hängwerke.

Die hier vorkommenden Hölzer sind: Träger oder Tramen, Streben, Spannriegel, Hängsäulen.

Hat ein Träger nur in seiner Mitte eine Unterstützung nothwendig, so entsteht das Hängwerk mit einer Hängsäule. Taf. V. Fig. 130. Da die Hängsäule mit dem Träger entweder durch Eisen verbunden ist, oder in Form einer Zange denselben umfaßt, so nimmt sie auch einen Theil der Last auf und überträgt dieselbe auf die sich gegeneinander stemmende Streben, welche sie auf ihre Versatzungspunkte zurückbringen. Die beste Neigung der Streben gegen die Horizontale ist 45°; doch kann diese selten angenommen werden, da die Construction eine zu große Höhe erhält. Bei Brückenconstructionen ist die Neigung gewöhnlich 25° bis 36°; der geringste Neigungswinkel, welcher noch angewendet werden sollte, ist 22°.

In der Regel ist es nicht ein einzelner Balken, welcher durch ein Hängwerk verstärkt werden soll, sondern es sind mehrere in einer Reihe, die alle einer Unterstützung bedürfen; hier wäre es sehr unzweckmäßig und kostspielig, wenn man über jedem Balken ein Hängwerk anbringen wollte, es genügt vielmehr ein solches für mehrere Balken, sobald nur ein Unterzug, d. h. ein unter der Balkenlage quer durchlaufender und an mehreren Hängsäulen angehängter Balken angebracht wird.

Bei Brücken stellt man in der Regel nur an den Rändern der Bahn die Hängwerke auf und gibt ihnen die Höhe der Geländer. Die Entfernung der Widerlager kann dabei höchstens 7·5 bis 8·5 Mtr. betragen.

Wird ein Träger an zwei Punkten unterstützt, so erhält man das Hängwerk mit zwei Hängsäulen. Fig. 131. Zwischen den beiden Streben befindet sich ein Spannriegel, dessen Länge so bestimmt werden muß, daß keine Ausbiegung entsteht; bei Brücken ist die Länge des Spannriegels in diesem Falle 3·6 bis höchstens 4·5 Mtr. Das Gleiche gilt von den Streben.

Häufig läßt man bei solchen Hängwerken an den Versatzungen der Streben auf dem Tragbalken, sowie an den Verbindungen der Streben und Spannriegel Verstärkungen eintreten, die darin bestehen, daß man die Enden der Balken in passend geformte Gußstücke einsetzt. Dabei ersetzt man gewöhnlich die hölzernen Hängsäulen durch schmiedeiserne Bolzen.

Erhält ein Hängwerk mit zwei Hängsäulen eine Höhe von 1·4 Mtr., so kann die Entfernung der Widerlager höchstens 12 Mtr. betragen.

Für drei Unterstützungspunkte können die Hängwerke Fig. 132 und 133 angewendet werden.

Für fünf Unterstützungspunkte wäre die Anwendung Fig. 134 zweckmäßig. Für fünf und mehr Unterstützungen können die Anwendungen 135, 136, 137 und 138 dienen.

Bei größern Spannweiten werden bei den Hängwerken 134, 135 und 136 gewöhnlich doppelte Hängsäulen angewendet, welche die übrigen Hölzer zangenartig umfassen. Zuweilen sind auch die Hauptstreben, sowie die Träger eines Hängwerks aus zwei übereinander liegenden verdübelten oder verzahnten Balken gebildet.

Die Anwendung der Streben nach einem Polygon, Fig. 136, ist der vielen Versatzungen wegen nicht zweckmäßig, man ersetzt besser das Polygon durch einen Bogen, sei es ein Balken- oder ein Bohlenbogen, wodurch man das Bogenhängwerk erhält.

Hat das Bogenhängwerk Fig. 137 nur eine geringe Höhe, so erhält es zwischen dem Träger und Bogen in gleichen aber nicht zu großen Abständen verticale Stützen, durch welche schmiedeiserne Bolzen gezogen werden; ist die Höhe des Hängwerks aber bedeutend, etwa 1·8 — 3·6 Mtr., so erhält es außer den Stützen, die durch starke eiserne Bänder mit Bogen und Träger verbunden sind, noch sogenannte Andreaskreuze, wie Fig. 138 zeigt.

Ein Bogenhängwerk wie Fig. 137 wird im Brückenbau bei 13·5 bis 16·5 Mtr., ein solches wie Fig. 138 bei 18 bis 24 Mtr. Weite in Anwendung gebracht.

§. 87.

Berechnung der Hängwerke.

Bei dem einfachen Hängwerke Fig. 130 bedeute:

a die halbe Länge des Trägers;

l die Länge der Strebe;

f die Länge der Hängsäule;
α der Winkel der Strebe mit den Verticalen;
p die Belastung auf die laufende Längeneinheit des Trägers;
W zwei zufällige Gewichte in der Mitte von A B und B C, so hat man, wenn der Träger der Einfachheit wegen in B durchgeschnitten angenommen wird, den Verticalzug an der Hängsäule:

$$W + pa.$$

Für $W = 0$ ist dieser Zug $= pa$.

Die Pressung nach der Richtung einer Strebe ist:

$$\frac{W + pa}{2 \cos \alpha} = \frac{(W + pa)\, l}{2 f}.$$

Diese Kraft an den Stützpunkten A und C wirksam gedacht, zerlegt sich in eine Horizontale und eine Verticale, erstere ist:

$$\frac{W + pa}{2} \cdot \tang \alpha = (W + pa) \frac{a}{2f}$$

letztere ist:

$$\frac{W + pa}{2}.$$

Der Gesammtverticaldruck auf ein Widerlager ist daher

$$W + pa.$$

Hat das Hängwerk zwei Hängsäulen, Fig. 131, und ist $a_{,} = AB = CD$; $a_{,,} = BC$; l die Länge der Strebe; f die Länge der Hängsäule; α der Winkel der Strebe mit der Verticalen; p die Last auf die Längeneinheit des Trägers, so hat man:

den Zug nach einer Hängsäule, vorausgesetzt, das der Tragbalken an den Punkten B und C durchschnitten ist:

$$\frac{1}{2}\, p\, (a_{,} + a_{,,})$$

die Pressung nach einer Strebe:

$$\frac{p\, (a_{,} + a_{,,})}{2 \cos \alpha} = p\, (a_{,} + a_{,,})\, \frac{l}{2f}$$

die Pressung nach dem Spannriegel oder der Horizontalschub:

$$\frac{p\, (a_{,} + a_{,,})}{2} \tang \alpha = p\, (a_{,} + a_{,,})\, \frac{a_{,}}{2f}$$

Verdicaldruck an den Punkten A und D

$$p \left(a_{,} + \frac{a_{,,}}{2} \right).$$

Auf ähnliche Art werden auch die Pressungen bei den Hängwerken mit 3 und mehreren Hängsäulen bestimmt. Hat man diese Pressungen ermittelt, so ist die Berechnung der Querschnittsdimensionen der einzelnen Hölzer nach dem Frühern keiner Schwierigkeit unterworfen. Bezüglich der Constructionstheile, die an den Versatzungen ein Abschieben befürchten lassen, wird bemerkt, daß die Parallelcohäsion des Holzes $1/_{20}$ der absoluten Festigkeit, also bei zehnfacher Sicherheit $1/_{200}$ derselben angenommen werden kann.

Werden die einzelnen Theile des Hängwerks als elastische Körper betrachtet, so ist die Berechnung der Dimensionen von Streben und Tragbalken entweder

nach Navier No. 580 — 600 oder nach Ardant, Sprengwerke, Seite 111 — 127 zu machen.

Bei dem Hängwerke mit 1 Hängsäule geben Navier und Ardant für die Berechnung der Querschnittsdimensionen des Trägers, wenn eine gleichförmige Belastung auf ihn wirkt, die allgemeine Formel:

$$\frac{R_{,}}{E} = \frac{Q}{E\Omega} + \frac{V}{\varepsilon} \cdot \frac{pX^2}{8}; \text{ nun ist}$$

$$\Omega = bh; \; V = \frac{h}{2}; \; \varepsilon = E \cdot \frac{bh^3}{12}; \; X = 2a; \; Q = \frac{pa}{2} \operatorname{tang} \alpha .$$

Man hat daher:

$$bh = \frac{1}{R_{,}} \left\{ \frac{pa \operatorname{tang} \alpha}{2} + \frac{3}{4} \cdot \frac{p(2a)^2}{h} \right\}.$$

Für $\operatorname{tang} \alpha = \frac{a}{f}$ wird $bh = \frac{pa^2}{R_{,}} \left\{ \frac{h + 6f}{2fh} \right\}$; worin $R_{,} = 700000$ Kil. für den Mtr. als Einheit ist.

Was die Berechnung der Bogenhängwerke anbelangt, so bedient man sich dabei der im Anhange §. 7 hergeleiteten Formeln für die Bestimmung der Querschnittsdimensionen hölzerner Bogen.

§. 88.

Construction der Sprengwerke.

Wie schon erwähnt, wird durch das Sprengwerk der Tragbalken von unten gestützt, indem sich dabei die Streben gegen feste Punkte der Widerlager stemmen.

Die wesentlichen Theile eines Sprengwerks sind: Tragbalken, Streben, Spannriegel, Zangen und Unterzüge.

Ist die Entfernung der Widerlager nur unbedeutend, so daß es genügt, den Träger in seiner Mitte zu stützen, so ist die Anordnung Taf. V. Fig. 139 die einfachste. Sämmtliche Träger der Holzdecke ruhen auf einem Unterzuge, an dessen Seiten sich die Streben anstemmen; auf beiden Widerlagern werden zur Vertheilung der Last auf eine möglichst große Fläche sogenannte Mauerbalken gelegt. Bestehen die Widerlager aus Werkstücken, so können die Streben unmittelbar in diese eingesetzt werden; sind dieselben aber aus Bruch- oder Backsteinen ausgeführt, so müssen sich die Streben entweder gegen eine Mauerschwelle stemmen, die den Druck vertheilt, oder sie werden in einen gußeisernen Schuh eingesetzt.

Stößt die Strebe unter einem sehr stumpfen Winkel gegen den Tragbalken oder Spannriegel, so kann auch an dem Zusammenstoß beider Hölzer ein Gußstück zur Verstärkung angebracht werden.

Kleiner als 25° soll der Neigungswinkel der Strebe mit der Horizontalen nicht angenommen werden.

Muß der Tragbalken an 2 Punkten unterstützt werden, so erhält man das Sprengwerk Fig. 140 oder 141.

Bei dem Sprengwerk Fig. 140 werden die Streben unmittelbar in den Tragbalken versetzt, wodurch derselbe etwas geschwächt wird. Will man diese Schwächung des Tragbalkens vermeiden, so wird ein Spannriegel angebracht, gegen

den sich alsdann die Streben stemmen. Dieser Spannriegel ist mit dem Tragbalken entweder durch Keile und Bolzen oder durch Verzahnung zu verbinden.

Bei einer Holzdecke, wo nicht alle Träger ein Sprengwerk erhalten, ist es zweckmäßig, die Enden der Spannriegel im Unterzuge zu verzapfen oder einfach einzusetzen und gegen die letztern die Streben zu stoßen. Fig. 141.

Bilden die Streben mit dem Spannriegel einen sehr stumpfen Winkel, so kann an den Vereinigungspunkten dadurch eine Verstärkung erzielt werden, daß ein einfaches oder verzahntes Balkenstück angeschraubt wird.

Bei beiden oben erwähnten Anordnungen dürfen die Streben keine zu große Länge haben, indem sie sich sonst leicht ausbiegen würden.

Für eine größere Entfernung der Widerlager als 12 Mtr., oder für den Fall der Träger an mehr als 2 Punkten unterstützt werden soll, wendet man entweder 4 Streben an, wie die Fig. 143 zeigt, oder 2 Streben und einen längern Spannriegel, wie Fig. 142; dabei müssen die Streben gegen Ausbiegung durch Zangen gesichert sein.

Ist die Entfernung der Widerlager größer als 18 Mtr. und liegen die Träger sehr hoch, so werden je nach Umständen 6 oder 8 Streben angebracht. Fig. 144.

Bei allen größern Sprengwerken sind sogenannte Sattelhözer sehr zweckmäßig, da hierdurch die Träger an den Unterstützungspunkten wesentlich verstärkt werden; besonders wird man die Sattelhölzer da anbringen, wo die Träger über einen Pfeiler oder über ein Joch gehen.

Wird der Tragbalken, statt durch ein System von Streben, durch einen Bogen unterstützt, so erhält man das Bogensprengwerk, welches sich für Spannweiten bis zu 60 Mtr. eignet. Fig. 145.

Die Zangen, welche den Träger mit dem Bogen verbinden, stehen entweder vertical oder normal auf dem Bogen; in constructiver Beziehung ist letzteres, in Beziehung auf die Unterstützung des Trägers ersteres vorzuziehen. In Fällen, wo der Raum zwischen Bogen und Träger sehr groß ist, erscheint es zweckmäßig, ihn durch einen Giebelbalken in zwei Theile zu theilen, und in dem obern Theile die Stützen vertical, in dem untern hingegen radial anzubringen.

§. 89.

Berechnung der Sprengwerke.

In Fig. 140 sei der Tragbalken durch 2 Streben unterstützt. Bei der Berechnung wird angenommen, daß der Balken A B in den Punkten C und D durchschnitten sei. Es bezeichnen:

p die Belastung auf die Längeneinheit des Balkens A B;
W ein zufälliges Gewicht in der Mitte von C D;
α den Neigungswinkel der Strebe mit der Verticalen;
2a die Länge von C D;
$a_{,}$ die Länge von A C und D B, so ist der Verticaldruck in dem Punkte C

$$p\left(a + \frac{1}{2}a_{,}\right) + \frac{W}{2}$$

Die Pressung nach der Strebe $\left(p\left(a+\frac{1}{2}a_{,}\right)+\frac{W}{2}\right)\frac{1}{\cos\alpha}$.

Die Horizontalpressung nach dem Spannriegel oder der Horizontalschub

$$\left(p\left(a+\frac{1}{2}a_{,}\right)+\frac{W}{2}\right)\tang\alpha.$$

Der Gesammtverticaldruck auf ein Widerlager ist $p\,(a+a_{,})+\frac{W}{2}$.

Auf ähnliche Art werden auch die Pressungen bei den Sprengwerken mit 4, 6 oder 8 Streben bestimmt. Die Berechnung der Querschnittsdimensionen der einzelnen Hölzer unterliegt nach dem Frühern keiner Schwierigkeit.

Betrachtet man den Träger des Sprengwerks Fig. 140 als einen elastischen Körper, so geschieht die Berechnung der Querschnittsdimensionen desselben ebenfalls nach der Formel §. 87.; und man hat:

$$bh=\frac{1}{R_{,}}\left\{\frac{p\,(2a+a_{,})+W}{2}\tang\alpha+\frac{3\,(W+pa)\,a}{h}\right\}$$

für $W=o$

$$bh=\frac{1}{R_{,}}\left\{\frac{p\,(2a+a_{,})}{2}\tang\alpha+\frac{3pa^2}{h}\right\},$$ worin $R_{,}$ wieder 600000 bis 700000 Kil. ist.

Bei dem Bogensprengwerke kommen zur Berechnung der Bogen die Formeln in Anwendung, welche im Anhange §. 7. hergeleitet sind.

§. 90.

Construction der Häng- und Sprengwerke.

In Fällen, wo nicht hinlänglich Raum für ein reines Sprengwerk vorhanden ist, wo ferner unter dem Träger keine senkrechten Stützen angebracht werden können, bleibt kein anderes Mittel, als die Streben des Sprengwerks über den Träger hinaus zu verlängern und noch ein Hängwerk zu bilden, wodurch man zur Construction eines Häng- und Sprengwerks gelangt.

Je nach der Entfernung der Widerlager und nach dem vorhandenen Raume für das Sprengwerk kann die Anordnung der Hölzer verschieden sein.

Für kleinere Weiten sind die Constructionen Fig. 147, 148 und 146; für größere die Constructionen 149, 150 und 151 anwendbar. Letztere Construction ist hauptsächlich in Amerika gebräuchlich.

Was die Berechnung der Häng- und Sprengwerke betrifft, so geschieht diese auf dieselbe Weise, wie die Berechnung der Hängwerke oder der reinen Sprengwerke; es werden die verschiedenen Pressungen für die einzelnen Theile der Construction ermittelt und alsdann mit Hülfe der Formeln für die Festigkeit der Körper die Querschnittsdimensionen berechnet.

(Specielle Berechnungen sollen im Vortrage durchgeführt werden.)

Vierter Abschnitt.

Ausführung des Mauerwerks.

Ausführung des Mauerwerks.

Mit dem Namen Mauerwerk bezeichnet man eine Baumasse, die entweder aus Hausteinen oder aus Bruchsteinen, oder endlich aus Backsteinen besteht, welche unter sich mittelst Mörtel verbunden sind.

Es gibt demnach verschiedene Arten von Mauerwerk.

Die erste heißt Haustein- oder Quadergemäuer; die zweite wird gewöhnliches Mauerwerk oder Mauerwerk aus Bruch- oder aus Backsteinen genannt.

§. 91.

Quadergemäuer.

Nur wenn das Quadergemäuer keine zu große Stärke hat, wird es ganz aus Quadern ausgeführt, in den meisten andern Fällen erhalten die Quadermauern nur eine Quaderverkleidung.

In jedem Falle wird das Gemäuer schichtenweise aufgeführt. Die Stärke der Schichten entspricht der Dicke der Bausteine und jede einzelne Schicht wird regelmäßig in einer Ebene abgeglichen, welche normal gegen den Druck gerichtet ist.

Ist die Mauer keinem Seitendrucke ausgesetzt, so findet nur ein Verticaldruck statt, und die Lagerfugen bilden Horizontalebenen. Hat die Mauer dagegen einen Seitenschub auszuhalten, so muß man diesen mit dem Verticaldrucke zusammensetzen und die Lagerfugen so anordnen, daß sie von dem zusammengesetzten Drucke senkrecht getroffen werden. Bei Gewölben pflegt man ziemlich allgemein die angegebene Regel zu befolgen; nicht so ist es bei andern Mauermassen, die einem starken Horizontaldrucke ausgesetzt sind, wie etwa bei den Widerlagern der Gewölbe und Futtermauern; bei diesen werden gewöhnlich die Lagerfugen noch horizontal angeordnet, und zwar aus dem Grunde, weil dadurch das Verhauen von gleich hohen Mauersteinen vermieden und die Arbeit des Mauerns beim unmittelbaren Gebrauche der Setzwage etwas bequemer ist, als wenn die Lagerfugen nach einer Seite unter einem gewissen Winkel geneigt sein sollen, der überdieß für die verschiedenen Lagerfugen sich nicht gleich bleibt.

Dieses Verfahren ist auch noch gerechtfertigt, so lange der zusammengesetzte Druck nicht viel von der Verticalen abweicht; sobald aber der Unterschied zwischen

beiden 15 Grade oder mehr beträgt, und es überhaupt die Absicht ist, mit dem Minimum von Material die erforderliche Solidität zu erreichen, sollte eine Abweichung von der allgemeinen Regel nicht mehr stattfinden.

In den einzelnen Schichten müssen die Bausteine gut schließend aneinander gesetzt werden, damit die tragende Fläche, die durch ihre rückwirkende Festigkeit dem Drucke widerstehen soll, möglichst groß wird. Auf den Mörtel darf hierbei keine Rücksicht genommen werden.

Die Stoßfugen in den einzelnen Schichten müssen senkrecht auf den Lagerfugen stehen und dürfen nicht willkührlich angeordnet sein, sie müssen vielmehr so liegen, daß sie sich nicht durch 2 oder mehrere aufeinander folgende Schichten fortsetzen, wodurch ein Spalten der Mauer befördert würde. Ueberhaupt muß ein gewisser Steinverband stattfinden, wobei *Läufer* und *Binder* zweckmäßig mit einander abwechseln. Die Art des Verbandes hängt bei einem Quadermauerwerke viel von der Form und Größe der zu Gebot stehenden Steine ab.

In jedem Fall ist es nothwendig, daß man den Werkstücken auch passende Dimensionen gibt, damit sie bei einer etwaigen ungleichförmigen Unterstützung, die sich nicht immer vermeiden läßt, nicht gleich brechen. Sganzin empfiehlt hier, den Werkstücken, wenn sie aus einer weichen Steinart bestehen, zur Länge nur die dreimalige Höhe und zur Breite nur die zweimalige Höhe zu geben, und selbst bei den festesten Steinen die Länge nie größer als die fünfmalige Höhe und ebenso die Breite nie größer als die dreimalige Höhe anzunehmen.

Der Grund, weshalb die Werkstücke der Gefahr eines Bruches weit mehr ausgesetzt sind, als die gebrannten Steine oder die Bruchsteine, ist allein darin zu suchen, daß bei ihnen die Lagerfugen weniger gleichmäßig mit Mörtel angefüllt werden, als bei jenen; dieses hat seine Ursache theils in der Schwierigkeit des Versetzens, insofern die Quader vermöge ihres bedeutenden Gewichtes schwer zu heben oder zu verrücken sind, theils darin, daß jeder einzelne Quader eine ganz bestimmte Höhe und Richtung haben muß, daher es vorkommt, daß derselbe manchmal an einer Stelle etwas gehoben, die Lagerfuge aber nicht vollständig mit Mörtel angefüllt wird.

Wären die Hausteine vollkommen genau nach den Chablonen gearbeitet und die Lagerfugen förmlich aufeinander geschliffen, so würde durchaus kein Bruch stattfinden und alle Steine wären gleichmäßig unterstützt und gleichmäßig belastet; schon durch den Steinverband würde dem Gemäuer die hinreichende Solidität gegeben und es wäre kein Mörtel nothwendig.

Die Bearbeitung der Quader ist aber immer eine unvollkommene, denn entweder sind die Lagen- und Stoßflächen nicht ganz eben oder sie bilden nicht den richtigen Winkel mit der Stirne. In beiden Fällen ist es der Mörtel, welcher die Ungleichheiten aufheben und eine gleichmäßige Unterstützung der Steine bewirken muß.

Sehr häufig kommt insbesondere der Fall vor, wo die Winkel, welche die Lager- und Stoßfugen mit der Stirne machen, etwas kleiner sind, als sie sein sollen, oder wo die Lager- und Fugenflächen *unterarbeitet* sind, um möglichst feine Fugen [illegible] nfläche des Gemäuers zu erzielen. Der Erfolg ist dann

der, daß der Stein theilweise hohl liegt und unter einem starken Drucke bricht oder seine vordern Kanten abspringen. Wenn also auch hierdurch die Arbeit des Versetzens etwas erleichtert wird, so ist doch unter keinen Umständen ein solches Unterarbeiten der Steine zu billigen.

Je genauer die Steine bearbeitet sind, also je besser sie sich aneinander anschließen, desto weniger Mörtel wird erforderlich sein, um die Unebenheiten zwischen den Lager- und Stoßfugen auszugleichen, es wird sich also die erforderliche Menge des Mörtels nach der Bearbeitung der Steine und der Sorgfalt bei dem Versetzen derselben richten, und kann nur durch Erfahrung ermittelt werden. In der Regel rechnet man für 1 K.-M. Quadermauer $^1/_8$ K.-M. Mörtel.

§. 92.

Bei Bruch- oder Backsteinmauern mit Quaderverkleidung pflegt man noch eine besondere Vorsicht anzuwenden, um die einzelnen Werkstücke mit einander zu verbinden, damit sie bei einem entstehenden Bruche nicht zu weit von ihrer Stelle rücken können; dasselbe wird auch nöthig, wenn die ganze Mauer aus Quadern besteht, jedoch ihre geringe Breite oder besonders heftige Stöße durch Wellenschlag oder Eis eine Trennung besorgen lassen.

Am einfachsten erfolgt eine solche Verbindung, wenn man die Binder schwach schwalbenschwanzförmig bearbeitet; es werden dadurch die zwischenliegenden Läufer am Herausgleiten gehindert. Auch eiserne Klammern werden häufig hierbei in Anwendung gebracht.

Bei Brückenpfeilern und Widerlagern, die einen starken Seitenschub auszuhalten haben, ferner bei Leuchtthürmen kann es nöthig werden, auch einigen Verband zwischen den einzelnen Steinschichten darzustellen, damit dieselben nicht übereinander fortgleiten. Hier wendet man entweder steinerne oder gußeiserne Würfel, öfters auch nur schmiedeiserne Dübel an, die in je 2 aufeinander folgende Schichten eingreifen, oder man läßt zu gleichem Zwecke einzelne Kopfsteine durch 2 Schichten hindurchgreifen.

Wenn ein Bruch- oder Backsteingemäuer mit Quadern verkleidet ist, sind die letztern am meisten der Gefahr des Zerbrechens ausgesetzt, weil verschiedene Mauerwerke auch verschiedenes Setzen erfahren.

Gewöhnlich brechen die in die Hintermauerung eingreifenden Binder. Diesem Uebelstande wird dadurch begegnet, daß man, so weit es möglich ist, die Fugen in der Hintermauerung mit denen in der Verkleidung zusammenfallen läßt, d. h. sobald eine Schicht Quader versetzt ist, die Hintermauerung auf die Quaderhöhe führt und eben abgleicht; ferner, daß man die eingreifenden Theile der Binder mit roh bearbeiteten Werkstücken oder den größten lagerhaften Bruchsteinen satt untermauert, so daß im Falle einer Trennung beider Mauermassen die Werksteinmauer mit vollständigen Strebepfeilern versehen ist.

Auch gute Backsteine geben eine gute Untermauerung der Binder.

Das starke Setzen der Hintermauerung rührt theils von der größern Anzahl Lagerfugen, theils aber auch von dem Schwinden des Mörtels her. Die Besorgniß wegen des Zerbrechens der Binder wird also auch um so geringer sein, je

stärker der Mörtel hydraulisch ist, und je weniger er daher beim Erhärten eine Verminderung des Volumens erfährt.

Daß die Werkstücke, welche die Verkleidung des Gemäuers bilden, einen gewissen Verband zeigen müssen, ist für sich klar. Der gewöhnliche Verband ist der, wenn in jeder Schicht zwischen je 2 Läufern ein Binder folgt, und letztere stets auf der Mitte eines Läufers sitzen.

Auch bei der Hintermauerung muß ein gewisser Verband beobachtet werden und es sind die Steine möglichst schließend aneinander zu reihen, damit nicht mehr Mörtel erforderlich wird, als gerade zur Ausfüllung der Fugen und der kleinern Zwischenräume, die nicht mehr mit Steinstücken ausgefüllt werden können, sowie zur Ausgleichung aller in der Lagerfläche einer Schicht vorkommenden Unebenheiten nöthig ist.

Der Zweck des Mörtels bei der Hintermauerung ist aber nicht allein der, die Zwischenräume der Steine auszufüllen und eine gleichmäßige Unterstützung derselben zu bewirken, sondern auch die einzelnen Steine zusammenzukitten und ein Verschließen der Fugen gegen das Eindringen von Näſſe zu bewirken.

Im Allgemeinen haftet der Mörtel an rauhen Flächen besser, wie an glatten, und es werden daher die Werkstücke der Verkleidung stets auf der hintern Seite rauh gelassen.

§. 93.

Das Versetzen der Quader ist im Allgemeinen eine Arbeit, bei der mit Genauigkeit und Sorgfalt verfahren werden muß, damit einmal alle Steine eine gleichmäßige Unterstützung erhalten, sodann auch an der Außenseite des Mauerwerks alle Fugen gleich stark und möglichst fein sind. Bei einem schönen Quadermauerwerk verlangt man Fugen von einer Linie oder 0·003 Mtr. Weite.

Man hat bei dem Versetzen der Quader verschiedene Methoden verfolgt:

Eine Methode bestand darin, daß man den Quader, ehe man den Mörtel anwendete, in die Lage brachte, die er im Baue einnehmen sollte, daß man ihn aber dabei durch mehrere Holzkeile unterstützte. Um nun den Mörtel in die Lagerfuge zu bringen, verstopfte man diese ringsum mit Lehm oder Werg und goß alsdann den dünnen Mörtel hinein. Dieses Verfahren auf Keilen zu versetzen hat zwar den Vortheil, daß die Arbeit des Versetzens erleichtert und wenig Nacharbeiten nach dem Versetzen erfordert werden, allein sie ist durchaus zu verwerfen, indem sie die nachtheilige Folge hat, daß, weil der Mörtel durch das Trocknen sein Volumen vermindert, die Last eines Theils des Baues durch die Keile getragen wird, was, da die Steine nicht überall aufliegen, oft den Bruch derselben in ihrer Mitte verursacht, oder, was noch schlimmer ist, der Druck bewirkt, daß die Steine sich parallel mit dem Vorderhaupte spalten. Dieß ereignet sich gewöhnlich, wenn man noch, um an der vordern Stirnfläche enge Fugen zu erhalten, das Unterarbeiten der Lager 3 oder 6 Centimtr. breit einwärts der Kante des Mauerhauptes angefangen hat.

Eine bessere Methode des Versetzens ist die, wobei der Stein ebenfalls auf Hol[illegible]le und mit ziemlich weiten Fugen versetzt wird, der Mörtel aber stets

angemacht und mit einer 0·6 Mtr. langen Kelle, die an beiden schmalen Seiten mit langen und großen Zähnen versehen ist, eingestrichen wird. Indem diese Zähne nach vorn gerichtet sind, so schieben sie den Mörtel vor sich in die Fuge hinein. Ist auf solche Art die Fuge vollständig gefüllt, so sucht man die Keile herauszuziehen, damit der Stein nur auf dem Mörtelbette ruht.

Man hat auch beim Versetzen der Steine die Unebenheiten der Lagerfugen durch zwischengelegte Bleiplatten oder Bleistreifen von etwa 0·003 Mtr. Dicke auszufüllen gesucht; hierdurch wird wohl der Druck gemäßig vertheilt, allein die Fugen erhalten nicht immer die gleiche Dicke und es werden die Kosten sehr vermehrt.

Die beste Art des Versetzens ist diejenige, wobei man die Steine in Mörtel setzt.

Vor dem Versetzen eines Steins in Mörtel flächt man das obere Lager der untern Schicht, worauf dieser Stein versetzt werden soll, wagrecht nach der Ebene der Schichte ab, bringt das Werkstück zur Stelle und prüft, im Falle es sich um eine gerade Mauer handelt, mittelst des Senkels, des Winkels und der Setzwaage, ob seine Lager genau im Winkel zu der Stirnfläche zugerichtet sind, oder auch den Böschungswinkel, wenn von einer Böschungsmauer die Rede ist; man untersucht, ob die Lager gut gehauen sind und ob die verticalen oder geneigten Fugen gerade Flächen bilden. Erst dann, wenn man sich überzeugt hat, daß der Stein so zugerichtet ist, daß er sich genau an die benachbarten Werkstücke anschließt, schreitet man zum wirklichen Versetzen auf dem Mörtellager, welches ihn aufnehmen soll. Ist man genöthigt, um ein genaues Anschließen zu erhalten, die gerade Haltung der Stirnfläche aufzuopfern, d. h. muß der Stein, um den Lager- und Stoßfugen vollkommenen Schluß zu geben, über die Mauerfläche vorspringend versetzt werden, so darf man nicht anstehen, dieß zu thun. Man zieht nämlich in diesem Falle auf dem obern Lager des Steines eine, durch die Ebene der Stirnfläche gehende Linie; diese Linie zeigt die Lage der neuen Stirnfläche an, welche dann nach dem Versetzen an Ort und Stelle zugehauen werden muß.

Den also hergerichteten Stein nimmt man wieder hinweg; breitet, nachdem das Lager der unteren Schichte gereinigt und angenetzt worden ist, darauf eine recht gleiche Lage feinen Mörtel aus; ebenso überzieht man die verticale Fuge des nächsten Steines mit einer Mörtellage; darauf legt man den Stein auf die Mörtellage, bringt ihn mit dem Hebeisen an seine Stelle, rückt ihn an die Fugen, und nachdem man seine Lage auf's Neue mit dem Richtscheid, dem Winkelmaße und der Bleiwaage untersucht hat, rammt man ihn mit einer leichten Handramme fest gegen sein Lager, bis die Fuge ihre richtige Weite hat.

In derselben Weise werden nun die nächsten Steine versetzt, und dabei immer die noch vorhandenen leeren Räume in den Stoßfugen mit dünnflüssigem Mörtel ausgegossen.

Bilden die versetzten Quader nur eine Verkleidung, so sind die Bruch- oder Backsteine des übrigen Mauerwerks ebenfalls von Schicht zu Schicht abzugleichen, und die etwa vorhandenen Unebenheiten und Hohlräume mit Mörtel auszufüllen.

Obgleich bei stärkern Mauern oder freistehenden Pfeilern jede einzelne Schicht horizontal oder normal auf die Richtung des Drucks abgeebnet wird, kann doch nicht wohl angenommen werden, daß derselbe auf die ganze Fläche gleichmäßig vertheilt ist, und also die Tragfähigkeit der Mauer dem ganzen Querschnitte entspricht; es kann vielmehr bei einem gemischten Mauerwerke nur diejenige Fläche in Betracht kommen, welche dem Quadermauerwerk angehört. Sonach wird die Mauer auch nicht viel geschwächt, wenn man sie durch hohle Räume unterbricht, und dadurch die Gelegenheit herbeiführt, daß jeder einzelne Stein mit aller Sorgfalt versetzt werden kann.

In allen Gegenden, wo die Quader sehr kostspielig sind, besonders in England, hat man diese Hohlräume bei Brückenpfeilern und Widerlagern vielfach in Anwendung gebracht.

§. 94.

Was nun das eigentliche Versetzen der Steine betrifft, so kann dieß auf zweierlei Arten geschehen: die Werkstücke können entweder nachdem sie auf einer horizontalen oder schiefen aus einigen Balken gebildeten Ebene in die nöthige Höhe gebracht sind, mit dem Hebeisen und mit Hülfe von hölzernen Walzen auf ihre Lagerstelle gebracht werden, oder, was viel zweckmäßiger ist, die Steine werden mit einem auf dem besonders dazu aufgestellten Arbeitsgerüste befindlichen Hebezeuge gefaßt, auf die bestimmte Höhe gehoben und auf ihr Lager herabgelassen.

Hier hat man zwei Gegenstände zu betrachten, nämlich die Vorrichtung zum Fassen des Steins, sodann das eigentliche Hebezeug mit den nöthigen Zurüstungen.

Zum Fassen des Steins dient zuweilen ein starkes Tau, das sogenannte Kranztau, welches doppelt um den Stein geschlungen wird, so daß er in jeder beliebigen Richtung schwebt. Dieses Tau hat übrigens den Nachtheil, daß man den Stein, wenn er von dem Hebezeuge abgelöst ist, noch durch Hebeisen etwas in die Höhe heben muß, damit es wieder herausgezogen werden kann.

Weit vortheilhafter sind solche Einrichtungen, welche es gestatten, den Stein ohne weitere Nachhülfe unmittelbar auf sein Lager zu versetzen. Dieß geschieht zum Theil mittelst starken eisernen Zangen, oder mittelst Dollen, oder endlich mit einer Steinklaue, welche Wolf genannt wird. Die Zangen sind am wenigsten vortheilhaft, weil zwei gegenüberstehende Seitenflächen des Steins frei bleiben müssen, was nicht immer der Fall ist; überdieß ist die Zange bei großen Werkstücken wegen ihres eigenen Gewichtes sehr unbequem und wird daher gewöhnlich nur zum Heben von rohen Steinen, wie solche bei Steinwürfen oder Steinschüttungen vorkommen, gebraucht.

Besonders geeignet für kleinere Quader ist der einfache eiserne, mit einem Oehr versehene Dollen; derselbe wird nur äußerst wenig konisch bearbeitet und alsdann in das über dem Schwerpunkte des Steins gebohrte cylindrische Loch eingetrieben.

Am gebräuchlichsten ist die Steinklaue; sie besteht entweder aus 2 oder aus 3 Stücken; im ersten Falle bildet ein Stück einen Keil, welcher mit einem Oehr zur Befestigung der an das Hebezeug gehenden Kette oder des Taues versehen

ist, das andere hingegen, welches man den Schlüssel nennt, ist ein Parallelepiped; beide Stücke werden nebeneinander in eine sich nach untenhin erweiternde Vertiefung des Steins, ebenfalls über dem Schwerpunkte desselben, gebracht. Bei dem eintretenden verticalen Zuge der Kette lehnt sich der Keil scharf gegen die schräge Fläche der Vertiefung, so daß der Stein auf diese Art gehoben werden kann.

Werden mittelst dieser Klaue die Steine unter Wasser versetzt, so wird an dem Schlüssel eine Leine befestigt, damit man den Keil von oben aus lösen kann. Im andern Falle, wenn die Klaue aus 3 Stücken besteht, sind es 2 Keile, und in der Mitte dieser befindet sich der Schlüssel.

Nachdem diese 3 Theile eingestellt sind, legt man einen Bügel darüber, woran die Kette des Hebezeuges befestigt wird, und endlich verbindet man Alles mit einem Durchsteckbolzen, welcher der Sicherheit wegen noch mit einem Splinte versehen ist. Taf. VI. Fig. 152 a.

Aehnlich ist die durch die Fig. 152 dargestellte Steinklaue. Zwischen den beiden prismatischen Backenstücken befindet sich ein, in einen Bolzen ausgehender, umgekehrter Konus. Zur Befestigung der an das Hebezeug gehenden Kette ist der Bolzen an einen Bügel befestigt.

Diese, sowie die vorhergehende Steinklaue wird noch häufiger angewendet, wie die mit einem Keilstück, da sie den Vortheil hat, daß der Druck sich gleichmäßiger auf beide gegenüberstehende schräge Flächen der in den Stein gemachten Vertiefung vertheilt.

Alle diese Steinklauen haben den Vortheil, daß sie den Stein nur in seiner Oberfläche fassen, daher die unmittelbare Berührung desselben in der Lagerfuge, noch in den sämmtlichen Stoßfugen nicht hindern.

Die Löcher, in welche die Steinklaue eingreift, sind bei kleinen Steinen nur etwa 5—6 Centimeter tief, bei schweren und bei spröden Steinen muß man ihnen 18—24 Centimeter Tiefe geben, weil sonst die Ränder leicht ausspringen. Die schrägen Flächen in dem Loche, wogegen die Backen der Klaue sich dehnen, müssen aus demselben Grunde möglichst eben geformt sein.

In der obern Steinschicht vermeidet man gerne die Löcher für die Steinklaue; zu diesem Zwecke werden die hierzu bestimmten Steine an denjenigen gegenüberstehenden Seiten des Steins, welche quer gegen die Richtung der Mauer treffen, mit prismatischen Nischen versehen, deren Basis ein gleichschenkliches rechtwinkliches Dreieck bildet. In jede Nische wird ein nach der Längenrichtung des Steins gehendes Loch gebohrt und ein Dollen eingesteckt. Die Kette, womit der Stein gehoben wird, spaltet sich in zwei gleich lange Arme, die an ihren Enden mit passenden Ringen versehen sind. Wenn letztere auf die vorstehenden Enden der Dollen gezogen werden, so läßt sich der Stein bequem heben und dicht schließend gegen andere Steine versetzen. Die nächsten Steine müssen aber mit gleichen Nischen versehen sein, die sich gegenseitig zu quadratischen Räumen ergänzen; so wird es möglich, die Dollen wieder herauszunehmen und die Räume mit Steinwürfel von etwa 24 Centimeter Seitenlänge auszufüllen, wodurch gleich ein guter Verband entsteht.

Zum Heben und Versetzen der Steine können verschiedene Vorrichtungen

gebraucht werden. Eine sehr einfache Vorrichtung ist der zweibeinige Bock. Zwei Balken werden so mit einander verbunden, daß sie mit dem untern Verbindungsriegel ein gleichschenkliches Dreieck bilden, an dessen Spitze eine Scheibe angebracht wird. Die untern Enden der Balken, welche den Fuß des Bockes bilden, sind mit eisernen Spitzen versehen, damit sie bei einem schrägen Stande nicht gleiten, und gewöhnlich stellt man sie auf eine untergelegte Schwelle, um das Einsinken in den Boden zu verhindern. Der Bock bedarf aber zu seiner Feststellung noch einer weitern Unterstützung, und man wählt dazu häufig das Kopftau, indem man dadurch den Vortheil erreicht, daß man durch Anziehen und Nachlassen dieses Taues die gehobene Last der Schwelle nähern oder davon entfernen kann. Dieses Kopftau geht an einen in die Erde eingerammten Pfahl und ist daselbst in der Regel mit einem Flaschenzuge in Verbindung gebracht. Besser ist es, den Bock mit zwei Kopftauen zu versehen, von denen das eine nach vorn, das andere nach hinten geführt ist, denn dann ist ein Umschlagen desselben nicht möglich, der Bock mag eine Stellung haben, welche er wolle. Statt der Kopftaue kann auch ein einfacher Balken als Stütze verwendet werden und es verwandelt sich der Apparat in einen dreibeinigen Bock. Ebenso kann auch statt des Balkens noch ein zweibeiniger Bock genommen werden.

Die Windevorrichtung bei dem zweibeinigen Bocke besteht häufig nur in einer einfachen horizontalen Welle, welche durch eingesteckte Hebel gedreht wird. Die Hebel dienen zugleich als Sperrhacken, indem man sie gegen einen Riegel lehnt, der sich oberhalb der Winde befindet.

Oefters ist auch die Welle mit einem Stirnrade versehen, in welches ein Getriebe eingreift, an dessen Achse zwei Kurbeln sitzen; auch ist in der Regel ein Sperrrad mit Hacken angebracht.

In neuerer Zeit hat man manchmal die Füße des Bockes mit gußeisernen Rollen versehen und auf einen einfachen Schienenstrang gestellt; es hat dieß den Vortheil, daß man die gehobene Last innerhalb gewissen Gränzen seitwärts verschieben kann.

Besonders häufig werden sowohl zum Versetzen der Steine, wie auch beim sonstigen Heben von Lasten die eigentlichen Krahne benutzt. Eine einfache Construction ist folgende: Ein Baum, welcher die verticale Drehachse bildet, ist in den Boden eingegraben und wird rückwärts und nach einer Seite durch zwei Kopftaue gehalten; unten trägt er einen aufwärts gekehrten starken schmiedeisernen Hacken, der eine Oese am untern Ende des Auslegers trägt. Der Ausleger ist oben mit einem Schlitze versehen, worin eine Scheibe läuft, und darüber wird er durch ein Tau gegen den verticalen Baum gehalten. An letzterem befindet sich nun die zweite Scheibe; von dieser würde das Tau bei jedem Zurückdrehen des Auslegers herabfallen, wenn nicht an einer Seite ein starker Klotz als Backe davor genagelt wäre. Diese Sicherung findet aber nur auf einer Seite statt, und daher darf auch nur in dieser Richtung die Drehung des Auslegers erfolgen. Das Tau wird endlich durch eine gewöhnliche eiserne Winde angezogen, und in Ermanglung derselben könnte man sich auch der hölzernen Erdwinde bedienen. Häufiger noch als dieser beschriebene Krahn kommt folgender vor, und zwar bei dem Ausheben der Werkstücke aus den Transportschiffen. Der untere Theil der Wendesäule ist in

der Ufermauer eingelassen und steht in einer Pfanne auf; außerdem wird dieselbe Säule in ihrer Mitte durch ein gut schließendes Halsband umfaßt, und eine sehr kräftige Unterstützung erhält der Krahn noch durch ein gußeisernes Rad, welches sich beim Schwingen der gehobenen Last auf einer horizontalen kreisförmigen, in der obersten Quaderschicht eingelassenen Eisenbahn bewegt. Gewöhnlich befindet sich am hintern Ende des Krahns die Winde nebst Rad und Getriebe, von denen das letztere mittelst zwei Kurbeln gedreht wird.

Alle die Krahne, welche eine feste Stellung haben, eignen sich mehr nur zum Heben der Werkstücke von einem Abladeort auf einen Transportwagen oder auf ein Transportgerüste. Beim Versetzen der Quader haben sie die Nachtheile, daß man nur innerhalb eines kleinen Raumes mit denselben arbeiten kann; durch die getroffene Anordnung, daß der Ausleger gegen die Drehungsachse bewegt werden kann, läßt sich zwar die Last auch genau an diejenige Stelle bringen, wo man sie herablassen will, allein diese Bewegung erfolgt in der Regel nicht horizontal, sondern schräge aufwärts oder abwärts und erfordert daher einen größern Kraftaufwand, als wenn die Höhe des Schwerpunktes unverändert bliebe. Dieses kann zwar vermieden werden, wenn der Ausleger eine horizontale Bahn bildet, worauf der Aufhängepunkt sich verschieben läßt, ohne daß das Tau, woran die Last hängt, sich dabei verlängert oder verkürzt, und was sich am leichtesten erreichen läßt, wenn man die Windevorrichtung unmittelbar auf die Bahn des Auslegers stellt; allein weiter wie 10 Mtr. kann die hebende Last doch nicht von dem Drehbaum entfernt werden.

Geeigneter zum Versetzen der Werkstücke sind die transportablen Krahne. Es gibt solche, die ein breites Fußgestelle haben, auf dem der Drehbaum jedoch feststeht und durch 4 Streben in seiner verticalen Stellung gehalten wird. Der Ausleger, welcher mit einer Pfanne auf dem am obern Ende des Drehbaumes befindlichen Zapfen ruht, ist durch 2 Streben gegen den letztern gestützt; das Tau, welches über die äußere Scheibe des Auslegers herabhängt, geht rückwärts über eine zweite Scheibe und von dieser vertical herab über eine starke hölzerne Welle, an welcher ein Laufrad sitzt. Dieses letztere wird durch 2 oder 3 Arbeiter in Bewegung gesetzt und dient zugleich als Gegengewicht.

Weit zweckmäßiger sind die Krahne, welche auf einem Gestelle mit Rädern ruhen, damit sie auf einer Schienenbahn bewegt werden können. Hier kann die Anordnung getroffen sein, daß der eigentliche Krahn auf einer Art Drehscheibe sitzt, und somit die angehängte Last eine horizontale Kreisbewegung annehmen kann, die sich verändern läßt, je nachdem man dem Ausleger eine Neigung gibt. Dadurch daß der ganze Krahn ebenfalls auf einer Bahn sich verschieben läßt, ist man im Stande, die Werkstücke an jeden beliebigen Ort des Baues zu versetzen *).

Telfort hat sich öfters der transportablen Krahne bedient; bei dem Baue des Hafendammes zu Aberdeen gab er dem Krahn 2 Ausleger und stellte ihn auf 4 kleine Räder, welche sich auf hölzernen Unterlagen bewegen **).

[Zeichnen einiger Krahne im Vortrage]

*) Mecanique des travaux publics, par E. Mougel et A. Mouchelet. 3. Livraison. Paris.
**) Hagen, Wasserbau, Abschnitt VI. S. 84.

Weit häufiger als alle Krahne werden eigentliche Versetzgerüste angewendet. Hierbei wird nämlich eine steife horizontale Bahn gebildet, die an beiden Enden unterstützt ist und worauf sich die Windevorrichtung leicht hin- und herschieben läßt. Dadurch nun, daß die ganze Bahn wieder als Wagen aufgestellt und mit Rädern versehen auf einer zweiten Bahn, deren Richtung die erste kreuzt, sich bewegen läßt, kann man den Aufhängepunkt beliebig an jede dazwischenliegende Stelle bringen und das gehobene Werkstück ist über alle Punkte der ganzen Fläche innerhalb der ersten Bahn horizontal zu bewegen.

Ein solches Versetzgerüst ist wohl ziemlich kostbar, wenn es indessen längere Zeit hindurch benutzt wird, so kommt es weniger auf die Kosten der ersten Anlage, als auf die der Arbeit selbst an, und letztere schreitet schneller vor und kann mit größerer Sorgfalt und geringen Arbeitskräften dargestellt werden.

Fast allerwärts hat man die Vortheile dieser Versetzgerüste erkannt und daher auch solche bei Schleusen- und Brückenbauten in Anwendung gebracht. Die Werkstücke beim Baue der Brücke zu Ladenburg über den Neckar, bei Offenburg über die Kinzig, bei Besigheim über die Enz, bei Cannstatt über den Neckar, bei Ulm über die Donau, bei Bern über die Aar, und beim Mannheimer Schleusenbau sind auf solche Art versetzt worden.

In Fig. 153 und 154 auf Tafel VI. ist ein Versetzgerüst der erwähnten Art dargestellt, und zwar genau dasselbe, welches bei dem Baue der Offenburger Brücke in Anwendung war.

Die Fig. 153 zeigt die Seitenansicht und Fig. 154 die Ansicht von vorn; a a ist die horizontale Bahn, b b der Wagen mit 4 gußeisernen Rädchen, worauf die eiserne Winde steht. Diese letztere ruht ebenfalls mit 4 Rädchen auf der Bahn des Wagens; A ist eine Bahn, worauf die Quader von dem Werkplatze aus unter das Gerüst gebracht werden. Zu beiden Seiten der untern Bahn a a befinden sich schmale Laufbrücken, damit die Arbeiter den Wagen b b fortrücken können. Ebenso sind kleinere Laufbrückchen auf dem Wagen b b angebracht zur Fortbewegung der Windevorrichtung.

Die untere Bahn a a des Versetzgerüstes ist durch vertical gestellte Pfosten unterstützt, deren Abstand 8·5 Mtr. beträgt; sie sind auf die Leitpfähle der Spundwand aufgesetzt.

In der Regel werden diese Pfosten weiter auseinander gerückt und sind entweder eingerammt oder auf Grundschwellen aufgesetzt, je nachdem das Gerüst im Wasser steht oder nicht.

Durch die Fig. 157, 158 und 159 ist das Versetzgerüst der Ladenburger Brücke dargestellt. Auf beiden Seiten der Brücke befinden sich 2 Transportbahnen, wovon immer eine für die beladenen, die andere für die leeren Steinwagen diente. Diese Bahnen verlängern sich über das Widerlager hinaus bis auf den Werkplatz nach A, Fig. 158 und 159, woselbst die Werkstücke von den Transportkarren mittelst Winden in die Höhe gehoben und auf die Steinwagen geladen werden.

Die Entfernung der verticalen Pfosten, welche die Bahn a a tragen, ist 10·8 Mtr., es sind daher noch zur Unterstützung derselben Sprengwerke angebracht.

Die freiliegende Länge der Träger des Wagens b b ist 11 Mtr., dieselben mußten daher aus 3 verzahnten Balken zusammengesetzt werden und eine Stärke von $\frac{0 \cdot 9}{0 \cdot 3}$ Mtr. erhalten. Zur Fortbewegung des Wagens, sowie der Windevorrichtung waren zu beiden Seiten der Bahnen schmale Laufbrücken angebracht.

Bezüglich der Bewegung der Winde ist zu bemerken, daß dieselbe nicht direct auf der Bahn des Wagens b b steht, sondern auf einem kleinern Wagen c c, dessen Bahn die erstere kreuzt. Diese Anordnung hat den Vortheil, daß kleinere Längenbewegungen mit dem gehobenen Quader gemacht werden können, ohne daß man den ganzen Wagen b b auf der Bahn a a fortbewegt.

Bei dem Versetzgerüste der Berner Aarbrücke lag die untere Bahn nahe 27 Mtr. über dem Wasserspiegel; man unterstützte sie durch verticalstehende Pfosten, die aus 2 Balken zusammengesetzt und auf die Vorköpfe der Lehrgerüstpfeiler aufgestellt waren. Die Entfernung der Pfosten war 15 und 20 Mtr. und es wurde daher die Bahn durch 3 Joche und Sprengwerke verstärkt.

Der bedeutenden Breite der Brücke wegen mußten die äußern Bahnstränge auf 12 Mtr. Entfernung von einander gestellt werden; verstärkte Träger waren hier nicht mehr ausreichend, man legte daher zwei weitere Bahnstränge zwischen die ersteren, und nahm 2 Wagen, deren verzahnte Träger nur noch auf 5·1 Mtr. frei lagen. Die Fortbewegung der Wagen geschah von Laufbrücken aus, die zu beiden Seiten und in der Mitte angebracht und von unten her durch Pfosten, die mit den Unterstützungspfosten der Bahnträger in Verbindung standen, getragen wurden.

Die eigentliche Windevorrichtung hatte die gleiche Construction, wie die auf Taf. VI. Fig. 153 dargestellte. Zum Fassen der Werkstücke wurden schmiedeiserne Zangen angewendet.

Bei dem Versetzgerüste der Ulmer Donaubrücke wurden in jede 8·7 Mtr. weite Brückenöffnung, auf jeder Seite des zu versetzenden Gewölbes, 2 Pfosten auf die Pfeilersockel gestellt, um hierauf die untere parallel mit der Brückenachse gehende Bahn zu legen, die man noch durch einfache Sprengwerke verstärkte. Der Wagen hatte verzahnte Träger mit schmiedeisernen Laufschienen und trug eine Windevorrichtung von der gewöhnlichen Construction.

Zur Fortbewegung des Wagens wurde an jeder Seite zwischen den beiden Wagenrädchen noch ein drittes Rädchen angebracht und an der nach außen verlängerten Achse desselben ein Spillenrad aufgekeilt.

Ebenso war für die Bewegung der Winde eine besondere Vorrichtung vorhanden; nämlich zwischen den Trägern des Wagens, an den beiden Enden desselben, waren hölzerne Wellen eingesetzt, über welche ein von der Winde ausgehendes Tau mehremal herumgeschlungen war. Durch eingesetzte Hebel setzte man die Welle, gegen welche gerade die Fortbewegung der Winde gerichtet war, in Umdrehung.

In England findet man es häufig, daß die Träger des Wagens, worauf die Windevorrichtung steht, durch schmiedeiserne Ketten unterstützt sind, und zwar hat man entweder eine Stütze von Schmiedeisen oder zwei Stützen von Gußeisen, wodurch die Höhe dieser Verstärkung sich vermindert. Auch die Räder mit ein-

fachen Spurkränzen sieht man dort selten und mit Recht, indem die konische Form der Radfelge dazu beiträgt, die Schienen auseinander zu drücken; es erhalten die Räder hierbei entweder doppelte Spurkränze, oder sie werden mit vertieften Rillen versehen, so daß sie die Schienen umfassen und in ihrem Abstande erhalten.

Das Verstellen des Wagens, wie der Windevorrichtung erfolgt dadurch, daß ein Getriebe durch ein oder zwei Kurbeln gedreht wird und die Bewegung einem Stirnrade an der Achse der Räder mittheilt, oder, was vortheilhafter und besser ist, einem Stirnrade, welches mit dem Wagenrade aus einem Stücke besteht. Nicht selten werden alle 4 Räder des Wagens mit gezahnten Rädern und Kurbeln versehen, und es sind leichte Brückchen an die obere Bahn angehängt, worauf die Arbeiter stehen, welche die letztern bewegen.

Ueber die eigentliche Windevorrichtung muß noch bemerkt werden, daß die Bewegung durch Kurbeln geschieht, deren zwei an derselben Achse angebracht werden, und daher 4 Mann bequem daran arbeiten können.

Das Verhältniß zwischen Rad und Getriebe ist mit Rücksicht auf den Durchmesser der Winde so zu wählen, daß die Last sicher und leicht gehoben werden kann. Sind die Dimensionen der Werkstücke sehr groß, so reicht die einfache Uebersetzung nicht mehr aus und es wird ein zweites Getriebe nebst zugehörigem Rade als Vorlage benutzt. Bei den Maschinen mit Vorgelege bringt man eine Auslösung an, damit das zweite Getriebe nach Belieben außer Thätigkeit gesetzt werden kann, sobald nur geringere Lasten zu heben sind.

Der Winde selbst darf kein zu kleiner Durchmesser gegeben werden, weil dadurch eine starke Abnutzung des Taues und eine merkliche Reibung in den Kettengliedern veranlaßt wird; bei gußeisernen Winden ist es vortheilhaft, durch eine schraubenförmig gewundene Rinne dem Tau oder der Kette die Stelle vorzuzeichnen, wo sie sich auflegen sollen.

An der Winde selbst oder an der Kurbelachse muß ein Sperrrad nebst Hacken angebracht sein, um die Last in jeder beliebigen Höhe schwebend erhalten zu können.

Zum Herablassen der Last darf aber auch die Bremsvorrichtung nicht fehlen. Bei der Maschine, Fig. 153, ist das Bremsrad auf der Winde selbst angebracht; bei andern Maschinen sitzt es öfters auf der Kurbelachse.

Bei den nun beschriebenen Versetzgerüsten wurde immer angenommen, daß die Bahn, worauf der Wagen mit der Winde steht, so hoch liegt, daß sie das ganze auszuführende Mauerwerk überragt. Diese Anordnung ist bei langen Bauwerken wegen des bedeutenden Unterbaues kostspielig und gab daher Veranlassung zur Construction solcher Gerüste, bei welchen die Bahn auf dem Boden, oder auf der Sohle der Baugrube, oder endlich gerade über dem Wasserspiegel angebracht ist, und der sonst einfache Wagen in einen hohen stark verstrebten Bock sich verwandelt.

Die Fig. 155 und 156 zeigen eine solche Anordnung, wie sie bei dem Baue eines Viaduktes auf der London-Greenwich-Eisenbahn zum Versetzen der Werkstücke angewendet wurde. Die untere Bahn liegt auf ebener Erde; die obere dagegen ruht auf einem hohen Bocke, der von 4 gußeisernen Rädern getragen

wird, die alle mittelst angegossener gezahnter Räder und Getriebe bewegt werden. An der Seite jedes Rades ist ein Brückchen angehängt, worauf der Arbeiter steht.

An jeder Seite des Bockes befindet sich eine Windevorrichtung, mittelst deren nicht nur die Last gehoben und gesenkt, sondern auch der Wagen w verstellt wird. Der Wagen 155 und 155a besteht aus drei mit einander verbundenen Achsen, wovon die beiden äußern 4 kleine Räder haben, welche den Wagen tragen. Diese Räder drehen sich mit den Achsen, indem sie auf dieselben festgekeilt sind. In der Mitte der beiden genannten Achsen befindet sich eine Scheibe, die sich frei dreht, auf der mittlern Achse dagegen sitzen 2 sich frei drehende Scheiben. Von jeder Winde geht eine Kette zunächst über eine Leitrolle am Ende der obern Bahn nach der nächsten Mittelscheibe auf dem Wagen, von hier nach einer losen Scheibe s, woran die Last hängt, sodann wieder hinauf nach einer der beiden Scheiben auf der mittlern Achse des Wagens, und endlich von dieser wieder herab an das Oehr des Gehäuses der Scheibe s. Werden nun beide Winden gleichmäßig gedreht, so wird die Last entweder gehoben oder gesenkt, ohne daß der Wagen seine Stelle verändert; wenn dagegen die beiden Winden mit gleicher Geschwindigkeit, aber entgegengesetzt gedreht werden, so bewegt sich die Last horizontal nach derjenigen Seite hin, wo sich die Kette verkürzt; wenn die eine Winde fest steht und nur die andere angezogen wird, so bewegt sich die Last unter 45° aufwärts; sonach kann also ein Quader in der Verticalebene des Gerüstes auf jeden beliebigen Punkt gebracht werden, und da der ganze Bock ebenfalls der Länge des Baues nach bewegt werden kann, so ist keine Stelle im ganzen Bauwerke, die nicht erreicht werden könnte.

Es muß bemerkt werden, daß der Wagen w auch einfacher construirt sein kann: nämlich mit zwei Achsen, wobei jede Achse zwei festgekeilte Rädchen und eine lose Mittelscheibe trägt; s ist hierbei entweder nur eine lose Scheibe, oder es bleibt diese letztere ganz weg und die Ketten sind direct an der Steinklaue befestigt.

Die Windevorrichtung ist in jedem Falle mit Sperrrad und Hacken, sowie einem Bremsrade zu versehen.

Die obere Bahn des Gerüstbockes kann nicht immer auf einfachen Balken ruhen, die etwa nur kleine Verstrebungen haben, wie in Fig. 155 dargestellt ist, sondern bei einer größern Länge derselben als 10 bis 12 Mtr. ist gewöhnlich schon eine Verstärkung nothwendig, die gewöhnlich dadurch erzielt wird, daß man die Streben über die Bahn greifen läßt und ein Häng- und Sprengwerk construirt. Ein sehr schönes Versetzgerüst der Art wurde bei dem Baue des Aquaducts bei Agen über die Garonne angewendet. Dieser Bau besteht aus 23 Bogen, jeder von 20 Mtr. Spannweite. Auf beiden Seiten längs dem Baue sind einfache Schienenstränge auf eingerammte Pfähle gelegt, und zur Seite derselben liegen die Transportbahnen zur Förderung der Werkstücke von dem Werkplatze an die verschiedenen Arbeitsstellen; diese Transportbahnen sind durch Querbahnen mit einander verbunden.

Die Gerüstböcke haben eine Höhe von 10·8 Mtr. und eine Länge von 23·4 Mtr. Die Bahnen derselben sind durch Hängwerke und Sprengbuge verstärkt. Auf jeder Seite eines Gerüstbockes befinden sich zwei Windevorrichtungen und

auf der obern Bahn stehen zwei Wagen, so daß also immer zwei Werkstücke zu gleicher Zeit versetzt werden können*). An den vier Rädern, worauf der Gerüstbock ruht, sind verzahnte Kränze mit Getriebe, welche letztere mit einander durch acht Kurbeln in Bewegung gesetzt werden.

Als die Fundamente sämmtlicher Brückenpfeiler vollendet, die Transportbrücke erbaut und die Krahne, deren man vier hatte, aufgestellt waren, errichtete man die Pfeiler bis zur sechsten Reihe der Gewölbsteine, deren Neigung noch so gering war, daß sich dieselben ohne Lehrbogen halten konnten.

Von dieser sechsten Wölbschicht an war die Aufstellung der Lehrgerüste nöthig, und man wendete dabei schwebende Gerüste an. Jedes Lehrgerüste bestand aus neun 1·46 Mtr. von Mittel zu Mittel entfernten Lehrbogen, die aus zwei unbeweglichen und einem beweglichen Theile bestanden; erstere wurden auf die Pfeilerabsätze gelegt, durch Pfähle unterstützt und reichten bis zur zehnten Gewölbschicht. Jeder feste Theil eines Lehrbogens wurde von der Transportbrücke aus mittelst eines Krahns und jeder bewegliche Theil desselben durch zwei Krahne an ihren Platz gebracht.

Bei dem Versetzen eines Lehrgerüstes von einem fertig gewölbten Bogen zu einem zu wölbenden wurden immer zwei Mittelstücke der Lehrbogen mit zwei Krahnen zugleich gefaßt und fortbewegt. Jeder Krahn wog 24500 Kil., mithin beide 49000 Kil.; jeder bewegliche Theil des Lehrbogens wog 6000, daher die beiden 12000 Kil.; die Gesammtlast von 61000 Kil. wurde durch 32 an den 16 Kurbeln der acht Räder der beiden Krahne angestellte Arbeiter mit einer Geschwindigkeit von 7—8 Mtr. in der Minute fortbewegt.

Die Einrichtung war so getroffen, daß immer zwischen einem ausgerüsteten Bogen und einem anzufangenden sich noch zwei andere Bögen befanden, deren einer beendigt, aber noch nicht ausgerüstet, der andere aber bereits mit einem Lehrgerüste versehen war, welche Maßregel nöthig war, um den Pfeiler, der einen Theil des vorhergehenden Bogens trug, zu sichern.

Die Versetzung eines vollständigen Lehrgerüstes dauerte nur vier Tage, und jedes Lehrgerüst konnte fünf Mal gebraucht werden. Die Senkung der Lehrbogen betrug vor dem Schlusse des Gewölbes 0·05 Mtr.

War das Lehrgerüst eines Bogens ganz aufgestellt, so konnte man zur Wölbung desselben schreiten. Es wurden zuerst die sechste bis zwölfte Gewölbschicht, welche der Höhe der Pfeilerkappe gleich ist, versetzt, indem man gleichzeitig die beiden anstoßenden Pfeiler aufmauerte. Alsdann setzte man das Hintermauern der Gewölbschenkel aus und beschränkte sich auf die Versetzung der Gewölbsteine. Dabei leisteten die beschriebenen Krahne ausgezeichnete Dienste, denn ein Bogen wurde, von der sechsten Wölbschicht an gerechnet, in fünfzehn Tagen beendigt. Nach der geschehenen Schließung eines jeden Bogens blieb dessen Lehrgerüst noch zwei bis drei Monate stehen, wodurch man dem Mörtel Zeit ließ, sich vollkommen zu erhärten, weshalb auch keine Senkung nach der Ausrüstung stattfand.

---

*) Man sehe Förster's Allgemeine Bauzeitung 1845.

Ein einziger Bogen, welcher schon nach drei Tagen nach der Versetzung des Schlußsteins ausgerüstet wurde, zeigte eine Senkung von 0·02 Mtr.

Besonders vortheilhaft erscheinen die Gerüste mit den hohen Gerüstböcken:

1) bei sehr langen Bauwerken, die keine zu große Höhe haben, und
2) wenn die untere Bahn auf den natürlichen Boden gelegt werden kann.

§. 95.

Bruchsteinmauerwerk.

Man hat zwei Arten von Bruchsteinmauern:

1) Solche mit gespitzten Bruchsteinen.
2) Solche mit rauhen Bruchsteinen.

Die Mauerung mit gespitzten Bruchsteinen wird bei Mauerverkleidungen, etwa bei Stütz- oder Ufermauern, angewendet, welchen man ein gewisses Ansehen von Solidität und Sauberkeit zu geben beabsichtigt. Die gute Herstellung dieses Mauerwerks erfordert, daß die Bruchsteine, welche die Mauerhäupter bilden, genau winkelrecht und scharfkantig behauen seien; sie erheischt ferner, daß die Lager- und Stoßfugen rechtwinklich auf das Mauerhaupt gerichtet seien. Man versetzt diese Steine in Verband und in Mörtel, und sorgt durch eine hinreichende Anzahl von Bindern für eine gute Vereinigung mit dem übrigen Mauerwerke. Nach Beendigung des Gemäuers verstreicht man die äußern Fugen mit einem guten Cementmörtel.

Die zweite Art des Gemäuers ist das rauhe Mauerwerk. Es weicht von dem ersteren nur davon ab, daß die Steine statt gehauen, fast ganz rauh angewendet werden und daß man sich nicht an gleiche Höhe der Schichten bindet. Die Lager der Bruchsteine müssen indeß gut gerichtet sein. Sie haben diese Eigenschaft von Natur, wenn sie aus Steinbrüchen genommen werden, deren Bänke deutlich hervortreten. Im entgegengesetzten Falle muß man diese Lager mit dem Hammer zurichten.

Um ein gutes rauhes Mauerwerk zu erhalten, ist es wesentlich, daß der Maurer vor dem Aufziehen des Mörtels, in welchen der Stein zu liegen kommt, die Schichte des darunterliegenden Gemäuers säubere und annetze; er muß die Erde und andere Stoffe, welche an den Steinen hängen können, wegschaffen, und diese befeuchten, damit sie den Mörtel besser anziehen; er muß sie stets in Verband gut aneinander anschließend und satt in Mörtel legen; er muß ihnen durch den Schlag des Hammers eine sichere Auflagerung verschaffen. Es ist ferner nöthig, daß alle Leeren der Fugen mit Steinabfällen ausgeschlagen und mit Mörtel ausgefüllt werden. Endlich ist es unerläßlich, die Mauer von beiden Seiten zugleich schichtenweise aufzuführen und das Innere mit der Höhe jener Bruchsteine abzugleichen, welche die Häupter bilden. Die horizontale Lage der Schichten wird auch hierbei am besten mit der Setzlatte und Bleiwaage erhalten; die Mauerflucht wird genau abgesteckt und hiernach ein Schnurgerüste gemacht, wornach das Mauerwerk mit Beihülfe des Senkbleies ausgeführt werden kann. Hat die Mauer Anzug, oder ist sie eine gekrümmte Mauer, so werden am besten in kurzen Ab-

ständen Lattenprofile oder Lehren aufgestellt, wornach alsdann die Schnur angespannt wird. Die Gerüste, worauf die Arbeiter stehen müssen, wenn die Mauer eine gewisse Höhe erreicht hat, sind entweder Stuhl-, Bock- oder Balkengerüste.

Bei Stütz- oder Ufermauern ist es erforderlich, daß die Fugen der beiden äußern Mauerflächen mit hydraulischem Mörtel bestrichen werden, damit keine Nässe eindringt.

Der Kubikmeter rauhes Mauerwerk erfordert 1·2 Kubikmtr. Bruchsteine und 0·2 Kubikmtr. Mörtel.

§. 96.

Backsteingemäuer.

Das Backsteinmauerwerk ist zu allen Arten von Bauwerken anwendbar; wenn die Backsteine gut gebrannt sind, so hat dieses Mauerwerk die Eigenschaft, vom Wasser undurchdringbar zu sein, und eignet sich daher auch zum Wasserbau. In Holland, wo die Hausteine sehr kostbar sind, werden die großen Seeschleusen ganz aus Backsteinen (Klinker) ausgeführt.

Aber besonders für den Gewölbebau sind die Backsteine sehr gut geeignet; sie sind von geringerem Gewichte und gehen eine innigere Verbindung mit dem Mörtel ein, wie die Hausteine; sehr schiefe und flache Gewölbe sind mit denselben eben so leicht ausführbar, wie senkrechte nach dem Halbkreis geformte Tonnengewölbe; mit guten Backsteinen hat man in neuerer Zeit Brückengewölbe mit starker Verbrückung und großer Spannweite in Ausführung gebracht.

Die Herstellung des Backsteinmauerwerks ist wegen der Regelmäßigkeit der Prismen, aus denen es besteht, die leichteste von allen. Der Maurer hat nur dafür zu sorgen, daß er den Backstein vor der Verwendung säubere und mit Wasser annetze, ehe er ihn auf sein Mörtellager bringt, und ihn auf seinem Lager dadurch festlegt, daß er ihn mit der Hand, mit dem Hammer, oder einfacher mit der Kelle in sein Mörtellager eindrückt. Der Verband ist leicht herzustellen, weil alle Backsteine gleiche Dimensionen haben. Im Großherzogthum Baden haben die Backsteine gewöhnlich 0·27 Mtr. Länge, 0·135 Mtr. Breite und 0·06 Mtr. Höhe; man rechnet für eine Backsteinfuge 0·006 Mtr., und wenn die Backsteine aufeinander geschliffen werden 0·003 Mtr. In dem II. Abschnitte §. 71. sind die Backsteinverbände für verschiedene Mauerstärken angegeben worden; man ersieht aus denselben, daß die Backsteine der obern Schichten jene der untern überkreuzen, und daß weder die verticalen noch die horizontalen Fugen aufeinander treffen.

Ist das Backsteinmauerwerk mit dem Bruchsteingemäuer zu verbinden, so geschieht dieß durch die eingreifenden Bindersteine.

Werden Brückengewölbe aus Backsteinen hergestellt, so gibt man denselben eine keilförmige Gestalt und versetzt sie in guten hydraulischen Mörtel; gewöhnlich erfordert die Gewölbstärke mehrere Backsteinlagen und es werden hierbei die Backsteine in Verband gelegt, oder was besonders in England üblich ist und bei Tunnelauswölbungen allgemein vorkommt, es werden mehrere Backsteingurtgewölbe ganz ohne alle weitere Verbindung übereinander gelegt. Der Kubikmeter Back-

steinmauerwerk erfordert 288 Backsteine von 0·3 Mtr. Länge, 0·15 Mtr. Breite, 0·06 Mtr. Dicke und 0,2 Kubikmeter Mörtel.

§. 97.

Ausführung der Gewölbe.

Die Gewölbe, wie sie im Brückenbau vorkommen, sind entweder rechtwinkliche oder schiefe Tonnengewölbe mit horizontaler Achse, welche gewöhnlich aus behauenen Werkstücken und nur selten aus Bruch- oder Backsteinen ausgeführt werden.

Bei der Ausführung eines Gewölbes aus behauenen Werkstücken wird man darauf zu achten haben:

1) Daß die Lagerfugen des rechtwinklichen Gewölbes normal auf die Wölbungsfläche in einer Ebene durch dasselbe fortlaufen, also die Steine der gleichen Schicht auch gleiche Stärke haben.

2) Daß die Lagerfugen des schiefen Gewölbes in jedem Punkte rechtwinklich auf die Stirnfläche und gleichzeitig rechtwinklich auf die Wölbungsfläche stehen.

3) Daß in jedem Falle die einzelnen Gewölbsteine ihre richtige Gestalt haben.

4) Daß die Gewölbsteine jeder Schicht so gestoßen sind, daß die Stoßfläche parallel mit der Stirnfläche geht, und niemals die Stöße zweier benachbarten Steine in eine und dieselbe Ebene fallen.

Die Ausmittlung der richtigen Gestalt der Wölbsteine gehört in die Lehre vom Steinschnitt.

Die Bearbeitung der Gewölbsteine geschieht am besten mit Hülfe von Chablonen. Es sind dieß die Projektionen der zu bearbeitenden Seiten des Steins auf Ebenen von gegebener Lage.

Die Chablonen werden aus der Zeichnung entnommen, die man in natürlicher Größe auf den Reißboden gefertigt hat.

Dieser Reißboden ist für kleinere Gewölbe gewöhnlich aus abgehobelten Brettern zusammengesetzt, die auf mehreren horizontal in den Boden eingelegte Schwellen befestigt sind; bei größern und namentlich flachen Gewölben, wo es hauptsächlich darauf ankommt, daß die Steine ihre richtige Form erhalten, wird innerhalb einem aus Balken zusammengesetzten, den Reißboden begränzenden Rahmen der Boden horizontal abgeebnet, sodann entweder mit einer Backsteinlage oder einer Bétonschicht von 0·06 Mtr. Stärke bedeckt und hierauf ein Gypsüberzug gebracht. Ein leichtes Dach schützt das Ganze vor Nässe.

Auf diesem Reißboden werden die nöthigen Projektionen des auszuführenden Gewölbes aufgezeichnet; dabei werden die Bogenlinien mit einem Stangenzirkel gezogen, und zur Controlirung derselben die Bogenpunkte noch besonders mittelst Abscissen und Ordinaten aufgetragen.

Die Chablonen nehmen die Namen der Seiten an, zu deren Bearbeitung sie gebraucht werden, und bestehen bei kleinern Gewölben aus Pappdeckel oder aus dünnen Brettern, bei größern Brücken aus Eisenblech.

Die Ausführung der Gewölbe aus behauenen Werkstücken erfordert vor Allem die Aufstellung der Lehrgerüste, von denen weiter unten das Nähere gesagt werden soll.

Sind diese Gerüste vollständig aufgestellt, so schreitet man zum Versetzen der Gewölbsteine, wozu man sich der in dem Frühern angegebenen Versetzgerüste bedient. Hierbei ist es aber nothwendig, sich öfters von der richtigen Lage der Gewölbsteine zu überzeugen, also zu untersuchen, ob 1) die Fugenpunkte in der innern Leibungskante im Raume ihren richtigen Ort einnehmen, 2) die Fugenlinien selbst den richtigen Winkel mit einander und mit der Verticalen bilden.

Die Fugenpunkte bestimmt man durch berechnete Coordinaten, auf zwei Achsen bezogen, die in den Stirnebenen des Gewölbes liegen.

Die Richtung der Fugen selbst wird am besten mit Hülfe eines Quadranten bestimmt, auf welchem alle Fugenwinkel aufgetragen und somit die Punkte angegeben sind, auf welche das Loth fallen muß, wenn man den Quadranten auf den bereits versetzten Stein aufsetzt.

Was das Mörteln der Gewölbe aus gehauenen Werkstücken betrifft, so kann dieß nur den Zweck haben, die Unebenheiten in den Lagerfugen auszugleichen, also den Druck gleichmäßiger zu vertheilen; von einer Zusammenkittung der Steine kann um so weniger die Rede sein, als bei den Gewölben eine öftere Bewegung der Gewölbsteine nicht zu vermeiden ist, und hierdurch die innige Verbindung des Mörtels mit dem Steine gestört wird. Eine Bewegung der Gewölbsteine tritt schon während dem Wölben ein, indem die Lehrgerüste durch die immer mehr zunehmende Belastung ihre Form ändern; sie tritt aber auch später wieder ein, sobald die Ausrüstung des Gewölbes erfolgt ist und dasselbe sich selbst tragen muß.

Während also bei einem Bruch- oder Backsteingewölbe der Mörtel ein Haupterforderniß ist, um demselben die hinreichende Solidität zu geben, so erscheint er bei Hausteingewölben nur sehr untergeordnet, und es kommt lediglich auf die richtige Bearbeitung der Steine an.

Was nun schließlich noch die Backsteintonnengewölbe anbelangt, so gelten bezüglich des Steinverbandes dieselben Regeln, die früher für gerade Mauern aus Backsteinen angegeben wurden*).

§. 98.

Lehrgerüste.

Es wurde oben dargelegt, welche Vorrichtungen zum Versetzen der Werkstücke im Allgemeinen dienlich sind.

Handelt es sich um die Ausführung einer Mauer oder eines Pfeilers oder Widerlagers einer Brücke, so sind die beschriebenen Vorrichtungen in den meisten Fällen für sich allein ausreichend, um die Werkstücke, nachdem sie von dem Werkplatze, wo sie ihre richtige Größe und Form erhielten, mittelst Walzen und Hebel oder auf Rollkarren unter das Versetzgerüst gebracht wurden, auf ihr vorbereitetes Lager zu versetzen.

Handelt es sich indessen um die Ausführung eines Gewölbes, so sind außer den Vorrichtungen zum Versetzen der Steine noch weitere Gerüste erforderlich,

*) Die Backsteingewölbe, wie sie im Hochbauwesen vorkommen, sehe man in Breymann's Bauconstructionslehre. Stuttgart 1849, bei Hoffmann.

welche den Zweck haben, die Gewölbsteine so lange zu unterstützen, bis die Schlußsteine eingesetzt sind und folglich das Gewölbe sich selbst trägt.

Diese Gerüste nennt man **Lehrgerüste**.

Ein Lehrgerüst ist immer aus mehreren Lehrbogen, Rüstbogen oder Bogenrippen zusammengesetzt, welche parallel in einem Abstande von höchstens 1·5 Mtr. von einander stehen und durch eine hinreichende Anzahl von horizontalen Zangen mit einander verbunden sind.

Jeder einzelne Lehrbogen ist durch eine krumme Linie begränzt, welche der Form des Gewölbbogens entsprechen muß.

Was nun die Construction eines Lehrgerüstes betrifft, so kann diese sehr verschieden sein; in jedem Falle verdient sie die größte Aufmerksamkeit des Ingenieurs, indem von ihr die Solidität des auszuführenden Gewölbes größtentheils abhängt.

Es treten Fälle ein, wo die Construction des Lehrgerüstes sehr schwierig wird; z. B. bei sehr großen Brückengewölben, welche in einem reißenden Strom erbaut werden, der zu gewissen Zeiten stark anschwillt, oder wo bedeutende Eisgänge zu gewärtigen sind, oder wo während dem Wölben der Durchgang der Schiffe oder Flöße nicht gehindert werden darf.

Jedes Lehrgerüst hat folgenden Anforderungen zu genügen:

1) Es soll so stark sein, daß die Gewölbsteine getragen werden, ohne daß das Gerüst sich auf eine nachtheilige Art biegt.
2) Es sollen alle möglichen Bewegungen des Gerüstes sowohl nach der Länge als nach der Seite vermieden werden.
3) Es soll nicht mehr Holz verwendet werden, als zur Erreichung der beiden ersten Bedingungen nothwendig ist.
4) Die Construction des Gerüstes soll so sein, daß wo möglich das dazu verwendete Holz noch zu andern Zwecken benutzt werden kann.
5) Der Fluß oder Bach, über welchen die Brücke erbaut wird, soll durch das Gerüst nicht zu sehr gestaut, die Durchfahrt der Schiffe und Flöße nicht gehindert werden.
6) Die Ausrüstung oder Wegnahme des Lehrgerüstes nach geschlossenem Gewölbe soll allmählig und ohne Gefahr bewerkstelligt werden können.

Man unterscheidet im Allgemeinen zwei Arten von Lehrgerüste:

a) Solche, die in mehr als zwei Punkten unterstützt sind — **feste Lehrgerüste**.
b) Solche, die nur in zwei Punkten unterstützt sind — **hängende oder schwebende Lehrgerüste**.

Die festen Lehrgerüste haben im Allgemeinen den Vortheil vor den schwebenden, daß sie weniger Beweglichkeit zeigen und eine geringere Senkung erleiden.

Wenn man daher nicht durch anderweitige Ursachen zur Construction schwebender Lehrgerüste genöthigt ist, wird man in den meisten Fällen den festen Gerüsten den Vorzug geben, insbesondere wenn die Spannweite des Gewölbes unter 18 Mtr. ist, indem dann erfahrungsgemäß der Materialaufwand für beide Constructionen nahezu gleich groß ausfällt, während er bei größeren Weiten bei den ersteren geringer ist und dabei die Kosten des Einrammens von Zwischenpfählen erspart werden.

Hängende Gerüste erfordern außerdem eine sehr genaue Ausführung, da viele Versatzungen und Ueberblattungen bei ihrer Construction vorkommen; auch sollen sie wo möglich aus Eichenholz sein, was die Kosten wesentlich vermehrt; dagegen ist aber nicht zu verkennen, daß diese Gerüste das Flußprofil nicht verengen und bezüglich der Schifffahrt oder Flößerei durchaus kein Hinderniß bereiten; dieß veranlaßte auch Perronet, bei dem Baue der Neuillybrücke und noch mehrerer andern Brücken von großer Spannweite schwebende Lehrgerüste in Anwendung zu bringen*).

§. 99.

Bestimmung der äußern Begränzungslinie des Lehrbogens.

Die äußere Begränzung des Lehrbogens darf nicht immer genau dieselbe Form haben, wie die innere Wölblinie; denn die Erfahrung lehrt, daß sich alle Gewölbe, welche über 12 Mtr. Spannweite haben, selbst bei noch so guter Ausführung, im Scheitel etwas senken, sowohl mit dem Lehrgerüst, als auch nach der Ausrüstung des Gewölbes.

Es muß daher das Lehrgerüst so construirt sein, daß die Form des Gewölbes nach der Senkung die richtige ist.

Zur Bestimmung der äußern Begränzungslinie des Lehrbogens ist daher die Kenntniß der wahrscheinlichen Senkung des Gewölbes nothwendig, denn diese muß zu dem Pfeil des Gewölbbogens addirt werden, um die Bogenhöhe für das Lehrgerüst zu erhalten.

Die Größe der Senkung eines Gewölbes hängt sehr von der Construction und Ausführung des Gerüstes, sowie von der Bearbeitung der Wölbsteine und der Sorgfalt beim Versetzen derselben ab; sie ist aber im Allgemeinen bei sonst gleichen Verhältnissen verschieden, je nach der Spannweite und Verdrückung des Bogens.

Die Brücke von Nogent mit Korbbogen hat Oeffnungen von 29·4 Mtr. Weite und 1/3 Verdrückung. Die Senkung war im Ganzen 0·44 Mtr. Die Ausrüstung erfolgte gleich nach dem Schluß des Gewölbes.

Der größte Bogen der Brücke von Mantes hat 39 Mtr. Spannweite und 1/3 Verdrückung; er senkte sich während dem Wölben um 0·322 Mtr., in 10 Tagen nach der Ausrüstung um 0·13 Mtr., im Ganzen um 0·545. Die Ausrüstung geschah nach 13 Tagen.

Bei der Neuilly-Brücke hat jeder Bogen 38·9 Mtr. Weite und 1/4 Verdrückung.

Das Lehrgerüst setzte sich unter der eignen Last um 0·026 Mtr., während dem Wölben um 0·338 Mtr. Die Ausrüstung geschah 18 Tage nach dem Schlusse, wo dann die vollständige Senkung 0·572 Mtr. war.

Die Brücke von Nemours hat Bogen von 16·18 Weite und 1/17 Verdrückung. Den Tag nach der Ausrüstung war die Senkung 0·093 Mtr., im Ganzen betrug sie 0·2.

*) Perronet, Bau der steinernen Brücken; übersetzt von Dietlein.

Alle diese Gewölbe waren auf hängende Gerüste gestützt. Für feste Gerüste waren die Senkungen wie folgt:

Bei der Jenabrücke in Paris beträgt die Weite eines Bogens 26·4 Mtr. Die Verdrückung ist $\frac{1}{8\cdot4}$. Die Ausrüstung geschah 38 Tage nach dem Schlusse. Die Senkung während dem Wölben war 0·08, und im Ganzen 0·119 Mtr.

Bei der Neckarbrücke bei Ladenburg hat ein Bogen 27 Mtr. Weite und $\frac{1}{8}$ Verdrückung. Die ganze Senkung betrug nur 0·075.

Bei der Draisambrücke bei Freiburg ist die Weite 18 Mtr., die Verdrückung $\frac{1}{7\cdot5}$. Die ganze Senkung betrug 0·04 Mtr.

Bei der Neckarbrücke zu Cannstatt haben die mittlern Bogen 18·59 Mtr. Weite und $\frac{1}{8}$ Verdrückung. Die Senkung betrug nach der Ausrüstung 0·015 Mtr., im Ganzen 0·022.

Benutzt man diese Erfahrungen, um einen allgemeinen Ausdruck für die wahrscheinliche Senkung eines Gewölbes abzuleiten, indem man sich dabei der Methode der kleinsten Quadrate bedient, und die Senkung als Funktion von $w-h$ betrachtet, wo w die Weite, h der Pfeil des Bogens ist, so erhält man für

hängende Lehrgerüste von mittelmäßiger Ausführung:

$$\text{Senkung} = 0\cdot019\,(w-h);$$

von guter Ausführung:

$$\text{Senkung} = 0\cdot01\,(w-h);$$

für stehende Lehrgerüste von guter Ausführung:

$$\text{Senkung} = 0\cdot005\,(w-h).$$

§. 100.

Construction der Lehrgerüste.

Welche Rücksichten im Allgemeinen bei der Construction der Lehrgerüste zu nehmen sind, wurde schon oben angegeben.

Die Anordnung der Hölzer mag sein, welche sie wolle, immer muß für eine allmählige Senkung des Gerüstes, sobald das Gewölbe geschlossen ist, Vorsorge getroffen werden. Man bedient sich hierbei fast ausschließlich der Keile, nur selten und bei schwebenden Lehrgerüsten können dieselben ganz wegbleiben, und es genügt das Abnehmen einer oder mehrerer Zangenhölzer.

Die Keile können an verschiedenen Stellen des Lehrbogens angebracht werden, entweder über oder unter den Lagerbalken, oder unter den Kranzhölzern, oder unter den senkrechten Ständern auf den Widerlager- oder Pfeilerabsätzen, oder zwischen zwei parallelen Längenhölzern.

Sämmtliche Lehrbogen in einer Brückenöffnung müssen durch Querzangen mit einander verbunden werden; bei schwebenden Lehrgerüsten von großer Weite sind sogar Windstreben anzubringen.

Besteht das Gewölbe aus Quadern, so wird für jede Gewölbschicht über sämmtliche Lehrbogen, parallel mit den Widerlagern, ein Lagerbalken gelegt; besteht

es hingegen aus Bruch- oder Backsteinen, so wird eine gewöhnliche Bohlenverschalung angewendet. Die Anwendung der Lagerbalken hat den Vorzug vor der Verschalung, daß man die Gewölbfugen in der innern Gewölbfläche sehen kann.

Auf Taf. VII. sind verschiedene Constructionen ausgeführter Lehrgerüste angegeben.

Fig. 160 ist ein Lehrgerüst für einen flachen Bogen von 10·8 Mtr. Lichtweite.

Fig. 161 zeigt das Gerüst der Draisambrücke bei Freiburg im Bogen für 18 Mtr. Weite. Da wo 3 Hölzer auf dem durchgehenden Längenbalken zusammenstoßen, sind gußeiserne Schuhe angebracht.

Fig. 162 ist ein schwebendes Lehrgerüst für 9 Mtr. Weite.

Fig. 163 zeigt das Lehrgerüst der Brücke zu Bordeaux. Es besteht aus zwei festen Theilen, die sich gegen die Widerlager stemmen und bis an die letzte Fuge der ruhenden Schichten hinaufreichen, und dem mittlern Theil, der von oben zwischen die ersteren eingesetzt werden kann.

Fig. 164 ist das Lehrgerüst der Mantesbrücke von Perronet. Die Weite ist 33·6 Mtr.

Fig. 165 ist das Lehrgerüst der Boffalora-Brücke über den Tessino. Die Spannweite ist 24 Mtr.

Fig. 166 zeigt das Lehrgerüst der Manchester-Brücke in England. Die Construction hat den Nachtheil, daß sie viel Eisen erfordert. Spannweite 18 Mtr.

Die Lehrgerüste der Neckarbrücke bei Ladenburg hatten die gleiche Construction für 27 Mtr. Weite, jedoch waren die längsten Hängsäulen (a) durch eingerammte Pfähle unterstützt.

[Noch weitere Constructionen von Lehrgerüsten sollen im Vortrage angegeben werden.]

§. 101.

Berechnung der Lehrgerüste.

Bei dieser Berechnung handelt es sich vor Allem um die Bestimmung des Drucks, welcher von jedem einzelnen Lagerbalken durch die auf ihm ruhende Belastung auf die Kranzhölzer der Lehrbogen ausgeübt wird. Dieser Druck wird sich von Wölbschicht zu Wölbschicht ändern, er wird bei manchen Gewölben anfänglich gleich Null sein, und wird immer größer werden, je weiter mit dem Wölben gegen den Scheitel des Bogens hin vorgerückt wird. Diejenigen Wölbschichten, welche keinen Druck auf das Lehrgerüst ausüben, nennt man die **ruhenden Lagen**; ihre Gränze wird nach dem Reibungswinkel, welcher dem betreffenden Materiale entspricht, bestimmt werden. Die erste Wölbschichte, welche anfängt einen Druck auszuüben, ist also diejenige, deren Neigung so ist, daß die Tangente des Winkels, den ihre Lagerfuge mit der Verticalen macht, kleiner ist als $\frac{1}{f}$, wenn f den Reibungscoefficienten bezeichnet.

Nach den Erfahrungen von Perronet fangen die Gewölbsteine an zu gleiten, wenn die Lagerfugen einen Winkel von 39 bis 40° mit dem Horizont bilden. Dieß entspricht einem Reibungscoefficienten von 0·82.

Nach Rennie ist dieser Winkel bei Granitsteinen und guter Bearbeitung der Lagerfugen ohne Mörtel 33 bis 34°, also $f = 0{\cdot}649$; mit Mörtel 25 bis 26°, und $f = 0{\cdot}466$.

Für Sandsteine ist der Winkel 35 bis 36°, daher $f = 0{\cdot}7$; mit Mörtel 33—34°, und $f = 0{\cdot}649$.

Nach Rondelet ist der Winkel für Kalkstein von sehr feinem Korne bei guter Bearbeitung 30°; f ist daher $0{\cdot}577$.

Nach Boistard hat man für einen Kalkstein, welcher rauh bearbeitet ist, den Winkel 37° 58′; daher $f = 0{\cdot}78$.

Nach Anhang §. 14. ist der allgemeine Ausdruck für die Pressung eines Gewölbsteins auf das Lehrgerüste

$$R_n = - T_{n-1} (1 + f^2) \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1}) +$$
$$+ \gamma z_{n-1} [\text{Cos}(\alpha_n - \alpha_{n-1}) - f \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1})] +$$
$$+ G_n (\text{Cos}\,\alpha_n - f \sin \alpha_n) - \gamma Z_n.$$

Wird die Reibung und Cohäsion vernachlässigt, so hat man:

$$R_n = - T_{n-1} \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + G_n \text{Cos}\,\alpha_n$$

und wenn der Gewölbstein noch unbelastet ist, also $T_{n-1} = 0$ mit Rücksicht der Reibung

$$R_n = G_n (\text{Cos}\,\alpha_n - f \sin \alpha_n)$$

und ohne Rücksicht auf die Reibung:

$$R_n = G_n \text{Cos}\,\alpha_n.$$

Hat man mit Hülfe dieser Formeln die Pressungen des Gewölbes auf die einzelnen Lagerbalken, somit auch auf die einzelnen Kranzhölzer der Lehrbogen bestimmt, so lassen sich die Dimensionen der letztern leicht berechnen, indem man annehmen kann, die Last sei gleichförmig vertheilt. Man wird das Kranzholz im Scheitel des Lehrbogens berechnen und die übrigen gleich stark mit ersterem machen.

Zur Berechnung der Querschnittsdimensionen der übrigen Constructionstheile wird man die Pressungen, welche auf die Kranzhölzer kommen, an die Punkte reduciren, wo die letztern unterstützt sind; hier wird die Resultirende der wirkenden Kräfte so wirksam gedacht, oder wieder in Seitenkräfte zerlegt, wie es durch die Anordnung der Construction bedingt ist.

Sind mehrere Sprengwerke übereinander angeordnet, wie dieß bei den schwebenden Gerüsten gewöhnlich der Fall ist, so vertheilt man die Last auf alle gleichmäßig.

Sind nun die Kräfte ausgemittelt, die auf jeden einzelnen Constructionstheil einwirken, so werden die Querschnittsdimensionen mit Hülfe der Formeln über die Festigkeit der Materialien bestimmt.

Bei schwebenden Gerüsten findet in der Regel noch ein Umstand statt, welcher bei der Ausführung eines Gewölbes sehr zu beachten ist; wenn nämlich von beiden Kämpfern aus gegen den Scheitel hin gleichförmig fortgewölbt wird, so werden Kräfte thätig, die aufwärts wirken und das Bestreben haben, den Scheitel des Lehrgerüstes zu heben. Die Größe dieser aufwärts wirkenden Kräfte ergibt sich durch die Zerlegung der Pressungen, die an den Stützpunkten der Kranzhölzer

thätig sind. Man wird daher das Steigen des Lehrgerüstes im Scheitel verhindern, wenn man Gewichte daselbst auflegt, welche der Größe der obenerwähnten Kräfte entsprechen. Diese Gewichte werden durch Auflegen mehrerer Gewölbsteine dargestellt.

[Die Berechnung der Lehrgerüste soll an einigen Beispielen im Vortrage gezeigt werden.]

§. 102.

Ausführung der Lehrgerüste.

Die Lehrbogen werden nach einer Zeichnung in natürlicher Größe abgebunden.

Diese Zeichnung wird am besten auf einen Reißboden gemacht, welchen man aus Bohlen zusammensetzt. Die äußere Begränzungslinie des Lehrbogens pflegt man mit einem Stangenzirkel zu ziehen, bestimmt aber zur Sicherheit die Endpunkte der Kranzhölzer noch durch Abscissen und Ordinaten.

Alle Hölzer werden zugerichtet und auf dem Reißboden zusammengesetzt und bezeichnet, auch werden die nöthigen Schraubenbolzen eingezogen.

Ist ein Lehrbogen fertig gezimmert, so wird er entweder wieder in seine Theile zerlegt, oder auch im Ganzen auf die Seite gebracht, je nachdem es die Art und Weise des Aufschlagens der Lehrbogen bedingt.

Bei dem Aufschlagen der Lehrbogen sind entweder Pfahl oder Schiffsgerüste nöthig, wobei man Hebmaschinen verschiedener Art in Anwendung bringt, insbesondere den zweibeinigen Bock und den einfachen Richtbaum; oder es werden die zum Versetzen der Gewölbsteine bestimmten Lauf- oder Bockgerüste benützt.

Das Aufschlagen selbst geschieht auf zweierlei Arten: die auf dem Werkplatze fertig gezimmerten Lehrbogen werden entweder in ihre Theile zerlegt und an Ort und Stelle wieder zusammengesetzt, oder sie werden im Ganzen aufgestellt. Erstere Art wird in der Regel bei den festen und sehr großen schwebenden Gerüsten in Anwendung gebracht, während letztere fast ausschließlich bei den schwebenden Lehrgerüsten vorzukommen pflegt, deren Spannweite 20 Mtr. nicht überschreitet.

Das Lehrgerüst der Mantes-Brücke, Figur 164, wurde stückweise zusammengesetzt; bei dem Lehrgerüst der Brücke zu Bordeaux hingegen stellte man erst die festen Seitentheile auf und brachte dann die Mittelstücke im Ganzen zwischen dieselben, indem man sich eines Schiffsgerüstes mit hohen Richtbäumen bediente.

Die Lehrbogen der Val-Benoit-Brücke bei Lüttich hatten 20 Mtr. Spannweite und wurden in einem Stück eingesetzt. Jeder einzelne Lehrbogen wurde nämlich auf einem mit 3 Schiffen construirten, schwimmenden Gerüste zusammengesetzt, welches oberhalb der Baustelle, einerseits zwischen einer festen Landbrücke, andererseits an ein schwimmendes Bockgerüste sich anschließend verankert war. Auf jedem Schiffe des Gerüstes stand ein Richtbaum mit einer eisernen Zugwinde. War nun der Lehrbogen nach der auf dem Gerüstbogen gemachten Zeichnung angefertigt und mit den nöthigen Schraubenbolzen versehen, so wurden die Anker gelichtet und man fuhr denselben mit dem Schiffsgerüste in die betreffende Brückenöffnung. Hier angelangt, warf man die Anker wieder aus, richtete den Lehrbogen mittelst den 3 Richtbäumen auf, und hob ihn auf seine Unterlager. So versetzte man einen Bogen um den andern, bis endlich das ganze Gerüst vollendet war.

§. 103.

Ausrüstung der Gewölbe.

Die Ausrüstung größerer Gewölbe erfordert besondere Sorgfalt, damit alle Gewölbsteine zwischen den ruhenden Lagen in symmetrischer Ordnung gegen den Scheitel allmählig ihre Senkung annehmen können; denn würde man nur einen Theil des Gewölbes nach dem andern sich selbst überlassen, so würde eine Umgestaltung der innern Gewölblinie eintreten und es müßten sich einige Fugen öffnen. Diese allmählige gleichmäßige Senkung wird am besten durch das Losschlagen der Keile bewirkt, die unter den Lagerbalken oder unter den Kranzhölzern liegen, zuweilen auch durch das Auseinandertreiben derjenigen Keile, worauf der ganze bewegliche Theil des Gerüstes ruht.

Hat die Brücke mehrere Oeffnungen und dünne Pfeiler, so ist das Losschlagen der Keile gleichzeitig bei allen Lehrgerüsten vorzunehmen.

Bezüglich der Zeit, wann die Ausrüstung vorgenommen werden soll, sind die Meinungen der Ingenieure verschieden. Einige nehmen die Gerüste gleich nach dem Schlusse des Gewölbes, oder wenigstens so lange der Mörtel noch weich ist, hinweg; andere lassen sie stehen bis der Mörtel einen ziemlich hohen Grad von Härte erreicht hat.

Ist das Gewölbe sorgfältig und mit genau nach den Chablonen gearbeiteten Steinen ausgeführt, so daß ein Aneinanderrücken derselben nicht angenommen werden kann, dann ist es ziemlich gleichgültig, wann die Ausrüstung geschieht; hat man aber auf ein Setzen des Gewölbes Rücksicht zu nehmen, dann ist es jedenfalls besser, die Ausrüstung noch zu machen, so lange der Mörtel weich ist, damit er eine Aenderung der Bogenlinie zuläßt, ohne Risse oder einzelne zu weite Oeffnungen der Fugen zu bewirken. Eine zu frühe Ausrüstung würde aber mit dem Nachtheil verbunden sein, daß der Mörtel aus den Fugen ganz herausgepreßt würde, und demgemäß erscheint es am zweckmäßigsten, wenn die Keile einige Tage nach dem Schlusse etwas losgeschlagen werden, *die vollständige Ausrüstung aber längstens nach 2 oder 3 Monaten geschieht*, je nachdem der Mörtel früher oder später erhärtet.

Bei der Brücke zu Agen über die Garonne bemerkte man, daß der Mörtel erst nach 7 bis 8 Monaten hart wurde; die Ausrüstung geschah nach 2 — 3 Monaten.

Perronet ließ bei der Brücke zu Neuilly die Lehrgerüste nicht eher wegnehmen, bis der Mörtel so weit erhärtet war, daß man mit einem Messer nicht mehr in die Fugen bringen konnte.

§. 104.

Die Kreislinie ist von allen Curven die einzige, die in allen Punkten gleiche Krümmung hat, und bei der alle Normalen auf einen und denselben Punkt, nämlich den Mittelpunkt des Kreises, zusammenlaufen; sie eignet sich deshalb auch ganz besonders zu Gewölben aus Hausteinen, indem die für einen Stein gefertigte Chablone zu allen übrigen verwendet werden kann.

Diese Einfachheit befördert die Genauigkeit der Arbeit, und gibt daher der Kreislinie den Vorzug vor allen andern Curven.

Selbst gedrückte Bogen werden, um die schwierige Bearbeitung der Gewölbsteine zu vermeiden, nicht nach der Ellypse, sondern nach einer dieser möglichst nahe kommenden Korblinie ausgeführt, weil diese letztere aus mehreren Kreislinien zusammengesetzt werden kann.

Der Korbbogen wird im Allgemeinen eine stetige Linie bilden, sobald die Mittelpunkte zweier aufeinander folgender Bogen auf demselben Halbmesser sich befinden, der durch den Berührungspunkt der zwei Bogen geht.

Man beschreibt die Korbbogen aus 3, 5, 7, 9 und 11 Mittelpunkten. Korbbogen mit 3 Mittelpunkten sind auf der Taf. II. Fig. 73 dargestellt.

In Fig. 72 ist cd = $1/3$ ab. Man nimmt ed = ac — cd, halbirt ae und zieht die Senkrechte gf, so sind f und g die Mittelpunkte.

In Fig. 73 ist cd = $1/3$ ab. Man mache ce = ac — cd; zeichne das gleichseitige Dreieck cfe und fälle den Perpendikel fg; aus g beschreibe man den Bogen fh, so ist h der eine Mittelpunkt; nun construire man über hb das gleichseitige Dreieck ihb, verlängere die Seite ih, so ist k der andere Mittelpunkt. Dieser Korbbogen hat die Eigenschaft, daß die Centriwinkel der 3 Bogen 60° betragen.

Bei Fig. 74 ziehe man den Halbkreis aeb und theile denselben in 3 gleiche Theile; nun ziehe man fe und af sowie den Radius fc. Aus dem beliebig angenommenen Scheitelpunkt d ziehe man nun eine Parallele mit ef und aus dem Durchschnittspunkte g eine Parallele mit dem Radius fc, so sind i und h die Mittelpunkte.

In Fig. 75 ist cd = $1/3$ ab; man beschreibe über ab das Rechteck aefb, ziehe die Diagonale ad, halbire die Winkel ead und eda, aus dem Durchschnittspunkte der Halbirungslinie g ziehe man eine Senkrechte auf ad, so sind i und h die Mittelpunkte.

Bei diesem Korbbogen ist der Winkel ghd gleich dem Winkel dac.

Will man die Radien durch Rechnung bestimmen, so hat man: $\triangle$ ich $\sim$ $\triangle$ adc, daher die Proportion ch : ic = ac : cd für ai = y und dh = x hat man also x — cd : ac — y = ac : cd, daher

$$(1.)\qquad x = \frac{ac\,(ac - y)}{cd} + cd$$

Ferner ih : ic = ad : dc oder

$$x - y : ac - y = ad : dc$$

$$x = \frac{ad\,(ac - y)}{dc} + y.$$

Durch Gleichsetzung der Werthe von x ergibt sich

$$y = \frac{ad\,(ad - ac)}{dc + ac - ad}$$

$$x = \frac{ad\,(ad - dc)}{dc + ac - ad}$$

Die Fig. 76 zeigt die Construction eines Korbbogens mit 5 Mittelpunkten. dc ist gleich 1/4 ab und der große Halbmesser dk soll gleich ab sein. Es werden die Punkte e und f so angenommen, daß ae > als 1/4 ac und af > als dc ist; sodann wird die Linie kf gezogen und der Bogen dl aus dem Mittelpunkte k beschrieben; sofort wird lg = ae gemacht, die Linie eg gezogen und auf deren Mitte eine Senkrechte gefällt, so ist der Durchschnittspunkt h der noch zu suchende Mittelpunkt.

Die Fig. 77 zeigt eine andere Construction, ähnlich wie Fig. 74.

Der erste Halbmesser kann hier entweder angenommen oder so berechnet werden, daß der Korbbogen sich möglichst der Ellypse nähert. Michal hat folgende Tabelle berechnet, welche die Werthe der zur Beschreibung des Bogens nöthigen Halbmesser für verschiedene Pfeilhöhen gibt; diese Werthe sind gegeben, wenn die Oeffnung die Einheit bildet.

Korbbogen

mit 5 Mittelpunkten.		mit 7 Mittelpunkten.			mit 9 Mittelpunkten.			
Pfeilh.	1. Halbm.	Pfeilh.	1. Halbm.	2. Halbm.	Pfeilh.	1. Halbm.	2. Halbm.	3. Halbm.
0·36	0·278	0·33	0·228	0·315	0·25	0·130	0·171	0·299
0·35	0·265	0·32	0·216	0·302	0·24	0·120	0·159	0·278
0·34	0·252	0·31	0·203	0·289	0·23	0·111	0·148	0·268
0·33	0·239	0·30	0·192	0·276	0·22	0·102	0·138	0·252
0·32	0·225	0·29	0·180	0·263	0·21	0·093	0·126	0·237
0·31	0·212	0·28	0·168	0·249	0·20	0·083	0·114	0·222
0·30	0·198	0·27	0·156	0·236				
		0·26	0·145	0·223				
		0·25	0·133	0·210				

Die Construction ist folgende: Man beschreibt über ab einen Halbkreis, theilt denselben in 5 gleiche Theile und zieht die Sehnen ag, gf und fe, sowie die Radien gc und fc; der Pfeilhöhe dc entsprechend sucht man den ersten Halbmesser aus der obigen Tabelle und trägt ihn von a nach h; nun zieht man mh parallel mit gc, mn parallel mit gf, dn parallel mit fe und endlich nk parallel mit fc, so sind i und k die zu suchenden Mittelpunkte.

Die Fig. 78 zeigt die Construction eines Korbbogens für 7 Mittelpunkte. Man beschreibt einen Halbkreis über die ganze Spannweite des Bogens, theilt denselben in 7 gleiche Theile und zieht die Sehnen ah, hg, gf und fe, sowie die Radien hc, gc, fc.

Nun nimmt man aus der Tabelle, der angenommenen Pfeilhöhe entsprechend, den ersten Halbmesser ai und zieht nk parallel mit hc; sofort nimmt man auch den zweiten Halbmesser aus der Tabelle und trägt ihn von n nach k, zieht ol

parallel gc; nun zieht man pd parallel fe und op parallel gf, sowie pm parallel fe, so sind alle Mittelpunkte i, k, l, m bestimmt.

In gleicher Weise verfährt man mit einem Korbbogen aus 9 Mittelpunkten.

In Fig. 79 ist eine andere Construction eines Korbbogens für 9 Mittelpunkte angegeben.

Die Pfeilhöhe dc ist $\frac{1}{4}$ ab und df ist gleich ab. Man theile cf und ac in 5 gleiche Theile, ziehe durch die Theilpunkte die Linien fg, kh, li, mo, so sind r und s zwei weitere Mittelpunkte; aus dem Mittelpunkte f, sowie aus den beiden Mittelpunkten r und s beschreibt man die Bogen dg, gh und hi; nun macht man oq = ip, zieht die Linie pq und halbirt dieselbe in t, errichtet daselbst den Perpentikel tw, so sind u und v die noch zu suchenden Mittelpunkte für die Bogenstücke iw und aw.

Die Fig. 80 zeigt einen Korbbogen mit 11 Mittelpunkten. Die Pfeilhöhe cd ist gleich $\frac{1}{4}$ ab, cf ist gleich ab, ec ist $\frac{1}{3}$ ab. Man theile cf in 5 gleiche Theile, und ec in 5 Theile, die sich verhalten wie 1 : 2 : 3 : 4 : 5; nun ziehe man durch die Theilpunkte die Radien fl, 1m, 2n, 3o, 4p, so sind f, g, h, i, k und l die Mittelpunkte der Bogen dl, lm, mn, no, op und ap.

Perronet nahm eine solche Linie für die Gewölbe der Neuillybrücke bei Paris.

Fünfter Abschnitt.

Seitendruck der Erde — Berechnung und Ausführung der Futtermauern — Bohlwerke.

Seitendruck der Erde — Berechnung und Ausführung der Futtermauern — Bohlwerke.

§. 105.

Von dem Seitendrucke der Erde.

Es ist bekannt, daß sowohl die natürlichen, wie die künstlichen Ablagerungen des aufgeschwemmten Bodens sich nur im Gleichgewichte befinden, wenn ihre Seitenflächen nach einer hinreichend sanften Neigung gegen die angränzenden Vertiefungen abgeböscht sind. Wenn dieselben daher senkrecht oder sehr steil begränzt werden sollen, so ist dieß nur dann möglich, wenn sie eine Einfassung erhalten, gegen welche der Boden sich sicher stützen kann.

Diese Einfassung kann sehr verschiedener Art sein; bei flachen Böschungen genügt oft eine Bepflanzung und Rasenbekleidung oder eine Abpflasterung; bei sehr steilen oder senkrechten Begränzungsflächen besteht die Einfassung in einer Wand, welche entweder von Stein oder von Holz, oder endlich auch von Eisen sein kann. Im ersten Falle nennt man sie Stütz- oder Futtermauer, und wenn sie ein Ufer begränzt, Kaimauer, im zweiten und dritten Falle heißt sie Bohlwerk.

Die Dimensionen der Futtermauern und Bohlwerke sind nach der Größe des Erddruckes zu bemessen, und es ist daher die Theorie desselben von sehr großer Wichtigkeit für den Techniker, indem fast kein Bauwerk größerer Art ausgeführt wird, bei welchem nicht Erdverkleidungen vorkommen. Besonders im Festungsbau, wo ausgedehnte und hohe Wälle mit Mauern zu bekleiden sind, erscheint es besonders wichtig, die Stärken derselben mit Genauigkeit und Sicherheit berechnen zu können, da eine Verminderung in der Stärke dieser Mauern, insofern die Stabilität dabei nicht gefährdet ist, sehr bedeutende Ersparungen an Zeit und Kosten liefert. Dieß ist wohl auch der Grund, warum insbesondere die französischen Militär-Ingenieure es waren, welche sich bemühten, den Druck der Erde gegen Futtermauern nach einer richtigen Theorie zu bestimmen; denn Vauban's rein empirische und Belidor's offenbar auf unrichtigen Voraussetzungen gegründete Bestimmungen konnten nicht lange befriedigen.

Belidor *) nahm nämlich an, die Hinterfüllungserde zerspalte sich gleichzeitig in eine große Anzahl dünner Schichten, welche alle durch Bruchebenen getrennt sind und mit dem Horizonte einen Winkel von 45° machen. Coulomb **) war

*) La Science des Ingenieurs. 1729. Liv. I. §. 32.
**) Memoires de l'Academie des Sciences. 1773.

der erste, welcher den Druck der Erde nach richtigen Annahmen betrachtete und die Aufgabe analytisch richtig löste. Er nahm an, daß dieser Druck, durch ein einzelnes abbrechendes Prisma, welches das Bestreben hat, längs der Bruchfläche abzugleiten, bestimmt wird. Auch fand er, daß unter allen sich möglicherweise ablösenden Prismen eines vorkommt, welches den größten Druck ausübt.

Prony*) vereinfachte Coulomb's Auflösung, indem er den Coefficienten der Reibung durch Functionen der natürlichen Böschung der Erde, und jenen der Cohäsion durch die Höhe ausdrückte, bis auf welche sich dieselbe, ohne zu fallen, in verticaler Lage erhalten kann.

So sinnreich und elegant die Theorie Prony's ist, so gibt sie doch keine allgemeine Auflösung der Aufgabe, denn sie ist nur anwendbar auf solche Futtermauern, deren innere Seite vertical ist. Prony glaubte zwar dieselbe auch für andere Mauern anwenden zu können, allein dieß geht einmal deshalb nicht, weil das Prisma des größten Drucks nicht constant, sondern veränderlich ist; sodann weil die Richtung des Drucks nicht, wie Prony annahm, wagrecht, sondern normal auf die Richtung der innern Seite der Mauer ist.

Eine allgemeine Auflösung der Aufgabe hat erst Français, Ingenieurhauptmann zu Metz, in einem Aufsatze, welcher in dem Memorial de l'Officier du Genie, Paris 1820. erschienen ist, gegeben.

Mit der Français'schen Theorie ganz übereinstimmend sind die Untersuchungen von Navier **) und Poncelet ***); hierbei wurde von folgenden Voraussetzungen ausgegangen:

1) daß der Bruch der Erde nach einer ebenen Fläche geschehe;
2) die Dichtigkeit der Erde in ihrer ganzen Ausdehnung gleich sei;
3) die Reibung in jedem Punkte dem Drucke proportional sei, und
4) die Reibung der Erde auf der innern Seite der Mauer vernachlässigt werden darf.

Die erste Annahme hat Martony de Köszegh †*) durch Versuche dargethan, und Hagen gibt folgenden Beweis dafür: Wenn keine partiellen Belastungen der Hinterfüllungserde vorkommen, so wird der Druck, den das abbrechende Prisma ABC Fig. 310, Taf. XVII. normal gegen die Wand AB ausübt, sich aus den Pressungen zusammensetzen, welche seine einzelnen Theile in derselben Richtung äußern, und die Pressung eines jeden Theils, der die Wand nicht unmittelbar berührt, überträgt sich ungeschwächt durch die dazwischen liegende Erdmasse, weil das ganze Prisma sich bei der ersten Bewegung nicht weiter trennt, und es daher während dieser Zeit als fester Körper wirkt. Betrachtet man nun eine Scheidungsebene DE, welche mit der Wand AB parallel ist, so wird der ganze Druck gegen die letztere gleich sein der Summe der Pressungen der beiden Prismen AB DE und DEC. Der erste Theil ist durch die Krümmung der Bruchfläche bedingt, und sonach als constant anzusehen, wogegen der letzte noch variabel bleibt, wenn man

*) Recherches sur la poussée des terres. 1802; und Hagen, Wasserbau.

**) Navier, Resumé de Leçons, p. 243.

***) Poncelet, Stabilität der Erdbekleidungen. 1844.

†*) Martony de Köszegh, Versuche über den Seitendruck der Erde. 1828.

zweifelhaft ist, in welcher Richtung die Bruchfläche von E ab sich aufwärts fortsetzen wird. Man untersucht hier denjenigen Fall, wobei die Normalpressung gegen die Wand ein Maximum ist: es muß also auch die in gleicher Richtung ausgeübte Pressung des kleinen Prismas gegen DE ein Maximum sein. Wenn man nun von der Cohäsion ganz abstrahirt, so überzeugt man sich leicht, daß der Querschnitt des kleinen Prismas DEC dem des großen ABC ähnlich sein muß, damit er ebenso wie dieses das Maximum der Pressung darstellt. Eine solche Aehnlichkeit zwischen dem ganzen Bogen BEC und jedem beliebigen Theile desselben EC findet aber nur statt, wenn BEC eine gerade Linie wird. Die Bruchfläche ist sonach unter diesen Umständen eine Ebene.

Die zweite Annahme ist nicht strenge richtig, indem sich die Dichtigkeit der Erde mit der Tiefe nach einem bis jetzt noch nicht ermittelten Gesetze verändert. Audoy *) hat allein die Größe des Erddruckes unter allgemeinen Annahmen aufgesucht und dabei auf die Veränderung der Dichtigkeit der Erde Rücksicht genommen, allein seine Formeln, wie sie in dem erwähnten Werke von Poncelet angegeben sind, sind so verwickelt, daß eine weniger strenge Annahme für die Anwendung wohl gerechtfertigt erscheint.

Bei der Gestattung der zweiten Annahme ist die der dritten eine nothwendige Folge.

Die Reibung der Erde an der innern Seite der Wand übt auf die Stabilität derselben einen günstigen Einfluß aus, der jedoch zu gering ist, um ein übertriebenes Resultat zu veranlassen, daher der Einfachheit der Formeln wegen besser vernachlässigt wird.

In dem Anhange §. 8. ist die Prony'sche Theorie über den Seitendruck der Erde nach Navier und Français mitgetheilt.

Bedeutet allgemein, Taf. II. Fig. 81:

h die verticale Höhe AC der Wand,
ε den Winkel BAC,
φ „ „ BAT,
ψ den Winkel der natürlichen Böschung mit der Verticalen,
f den Reibungscoefficienten,
c den Cohäsionscoefficienten,
γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde,

so hat man nach Navier den normal auf die Wand wirkenden Erddruck:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2}\left[\text{tang}\,\frac{1}{2}(\psi-\varepsilon)+\text{tang}\,\varepsilon\right]^2 \text{Cos}\,\varepsilon - c\,h\cdot\frac{\sin\psi}{\text{Cos}^2\,\frac{1}{2}(\psi-\varepsilon)}$$

Wenn die Stützwand die entgegengesetzte Neigung hat, Fig. 82:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2}\left[\text{tang}\,\frac{1}{2}(\psi+\varepsilon)-\text{tang}\,\varepsilon\right]^2 \text{Cos}\,\varepsilon - c\,h\cdot\frac{\sin\psi}{\text{Cos}^2\,\frac{1}{2}(\psi+\varepsilon)}$$

und für eine verticale Wand:

$$= \frac{\gamma h^2}{2}\,\text{tang}^2\,\frac{1}{2}\,\psi - 2\,c\,h\,\text{tang}\,\frac{1}{2}\,\psi\,.$$

*) Audoy, Memorial de l'Officier du Genie. Nr. 1. p. 349.

Die Formeln von Français geben gleiche Resultate mit denen von Navier und sind nur in der Form verschieden; für die beiden ersten Fälle ist der Erddruck:

$$H = \left[\frac{1}{2}\gamma h^2 \left\{ \tang \frac{1}{2}(\psi \mp \varepsilon) \pm \tang \varepsilon \right\} - 2ch \tang \frac{1}{2}(\psi \mp \varepsilon) \times \right.$$

$$\left. \times \; (1 \pm \tang \varepsilon \operatorname{Cotang}(\psi \mp \varepsilon))\right] \operatorname{Cos} \varepsilon$$

für eine verticale Wand:

$$H = \frac{1}{2}\gamma h^2 \tang^2 \frac{1}{2}\psi - 2ch \tang \frac{1}{2}\psi.$$

Zur Bestimmung der Cohäsion geben beide Autoren die Formel:

$$c = \frac{1}{4}\gamma h_1 \tang \frac{1}{2}\psi$$

woraus die Höhe h, auf welche sich die Erde vertical hält:

$$h_1 = \frac{4c}{\gamma \tang \frac{1}{2}\psi}$$

Für die Höhe h_2, auf welche sich die Erde unter dem Winkel ε mit der Verticalen frei hält, ist:

$$h_2 = h_1 \frac{\operatorname{Cos} \varepsilon \sin^2 \frac{1}{2}\psi}{\sin^2 \frac{1}{2}(\psi \pm \varepsilon)}$$

, eine Gleichung, nach welcher Français für die Bestimmung der Böschungsanlagen bei Erdaushebungen die Tabelle (Anhang §. 8.) berechnet hat.

Wenn in den allgemeinen Formeln für den Erddruck der Ausdruck

$$\tang \frac{1}{2}(\psi \pm \varepsilon) \pm \tang \varepsilon = t$$

also für eine verticale Wand $\tang \frac{1}{2}\psi = t$ gesetzt wird, so erhält man für die beiden ersten Fälle: $H = \gamma \cdot \frac{h}{2} \cdot t^2 (h - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon$; und für den letzten Fall:

$$H = \gamma \frac{h}{2} t^2 (h - h_1).$$

Diese Formeln sind nun äußerst einfach und bequem für die Rechnung, indem darin die Reibung und Cohäsion gerade durch diejenigen Größen ausgedrückt sind, welche die Beobachtungen unmittelbar ergeben.

Für den Fall die Cohäsion = 0 gesetzt wird, ergeben sich:

$$\text{(I.)} \quad \left\{ \begin{aligned} H &= \gamma \frac{h^2}{2} \cdot t^2 \operatorname{Cos} \varepsilon \text{ und} \\ H &= \gamma \frac{h^2}{2} \cdot \tang^2 \frac{1}{2}\psi. \end{aligned} \right.$$

Die Entfernung des Angriffspunktes der Kraft H ist im einen Falle $\frac{h}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon}$; im andern $\frac{h}{3}$.

Der von Français oder Navier berechnete Erddruck, beziehungsweise die Kraft H, wird so groß vorausgesetzt, daß ein Theil davon dem Herabgleiten des Prismas vom größten Drucke sich widersetzt, und ein anderer Theil den Druck auf die Bruchfläche und sonach die Reibung vermehrt.

Diese Voraussetzung ist richtig, wenn die Wand mit der Kraft H gegen die Erdanschüttung frei angedrückt wird; sie wird aber unstatthaft, sobald dieses nicht geschieht und also die Wand, wie dieß auch in der Wirklichkeit gewöhnlich der Fall ist, mit ihrem Fuße nicht weichen kann, indem sie auf einem festen Fundamente ruht, welches einen Theil des Erddrucks aufnimmt. Die Wand wird ihre Stellung schon behalten, sobald sie nur stabil genug ist, um dem horizontalen Theil derjenigen Kraft widerstehen zu können, womit das Prisma des größten Druckes schräge herabzugleiten strebt. Dieses H ist aber viel kleiner als das von Navier oder Français gefundene; woraus denn hervorgeht, daß auch die Mauerstärken nach den Formeln der genannten Autoren schon hierdurch einen gewissen Ueberschuß an Stabilität haben.

Woltmann *) hat schon in seiner Abhandlung über den Druck der Erde diesen Umstand zur Sprache gebracht, hauptsächlich aber hat Hagen in seinem zweiten Theil des Wasserbaues die Art der Zerlegung von Prony, Français ꝛc. für geradezu unzulässig erklärt, und unter Zugrundlegung folgender Annahmen eine neue Theorie des Erddrucks gegeben, welche wohl für die in der Wirklichkeit vorkommenden Fälle die besten Resultate geben dürfte.

Die Annahmen sind:

1) daß die Cohäsion der Erde $= 0$ sei, indem ihr Werth bei einer frisch angeschütteten Erde überhaupt gering ist, und dieselbe zu sehr von zufälligen Umständen abhängt;
2) daß der Erddruck normal auf die Wand wirke;
3) daß die Reibung an der hintern Wand vernachlässigt werden könne.

Die Wand AB Fig. 311, Taf. XVII. bilde mit der Verticalen den Winkel ε, und die Oberfläche der Hinterfüllungserde den Winkel β mit dem Horizont. Außerdem sei die in schräger Richtung gemessene Höhe der Wand $= h$; γ das Gewicht einer Kubikeinheit Erde; endlich die Breite der Wand $= 1$; so wirken gegen den Schwerpunkt vier Kräfte, nämlich:

1) Q oder das Gewicht des Prismas: dieses ist, wenn die Neigung der Bruchebene mit der Verticalen $= \varphi$:
$$Q = \frac{1}{2} h^2 \gamma \operatorname{Cos} (\varepsilon + \beta) \frac{\sin (\varphi - \varepsilon)}{\operatorname{Cos} (\varphi + \beta)}$$
2) der zunächst zu ermittelnde Druck P der zur Bruchebene parallel gerichtet ist;
3) der Normaldruck gegen die Bruchebene $= N$;
4) die Reibung $R = f \cdot N = N \operatorname{Cotang} \psi$, welche in derselben Richtung wie P wirkt.

Diese Kräfte stehen unter einander im Gleichgewichte, wenn den folgenden beiden Gleichungen genügt wird:

*) Beiträge zur hydraulischen Architektur. Bd. III. u. IV. Göttingen 1794 u. 1799.

$$O = P + R - Q \cos\varphi$$
und $$O = N - Q \sin\varphi$$
daraus $$P = Q \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin\psi}.$$

Diese Kraft P wirkt parallel zur Bruchebene, und trifft bei ihrer geradlinigen Uebertragung die Wand in einem Abstande von dem untern Rande derselben, der gleich $^1/_3$ h ist. Der Winkel, den P mit der Wand macht, ist gleich $\varphi - \varepsilon$, daher H der gegen die Wand normal geäußerte Druck oder

$$H = \frac{Q \sin(\varphi-\varepsilon)\sin(\psi-\varphi)}{\sin\psi}$$
$$= \frac{1}{2} h^2 \gamma \frac{\cos(\varepsilon+\beta)}{\sin\psi} \cdot \frac{\sin(\psi-\varepsilon)^2 \cdot \sin(\psi-\varphi)}{\cos(\varphi+\beta)}$$

In diesem Ausdrucke ist der letzte Coefficient allein von dem noch unbekannten Winkel φ abhängig, und man wird das Maximum des Werthes für H finden, wenn man

$$d\left(\frac{\sin(\varphi-\varepsilon)^2 \sin(\psi-\varphi)}{\cos(\varphi+\beta)}\right) = 0 \text{ setzt.}$$

Die einfachste Form, in welcher sich dieser Ausdruck darstellt, ist:

$$\sin(\varepsilon + \beta + \psi - \varphi) = \cos(\varphi - \varepsilon) \cdot \sin(2\varphi + \beta - \psi).$$

Man kann hierdurch den Werth von φ nicht damit berechnen, muß vielmehr durch Probiren denselben auffinden. Ist alsdann die Neigung der Bruchebene ermittelt, so ergibt sich der Werth von H, und derselbe trifft die Wand in dem Abstande $^1/_3$ h von dem untern Rande derselben.

Für den Fall die Wand senkrecht steht, ist die Ableitung des Werthes von H in Anhang §. 9. angegeben, derselbe ergibt sich auch aus Obigem für $\varepsilon = o$ und $\beta = o$, nämlich

$$H = \frac{1}{2} h^2 \gamma \cdot \tang\varphi \sin\varphi \cdot \frac{\sin(\psi-\varphi)}{\sin\psi}$$

oder wenn $\tang\varphi \sin\varphi \cdot \frac{\sin(\psi-\varphi)}{\sin\psi} = A$ gesetzt wird:

(II.) $$H = \frac{1}{2} h^2 \gamma A;$$ und das Moment des Erddrucks:

$$M = \frac{1}{6} h^3 \gamma A.$$

Die Werthe von A sind in der Tabelle Anhang §. 9 angegeben.

Für die Berechnung des Erddrucks nach den Formeln I. von François, bei der Annahme, daß die Cohäsion = 0 ist, hat hauptsächlich Martony die nöthigen Daten durch ausführliche Versuche im Großen ermittelt; sie sind in folgender Tabelle enthalten:

Bezeichnung der Erdarten.		Werthe von		
		γ Kilogr. für 1 Kubikmtr.	ψ	f
Dammerde	natürlich feucht . . .	1363	45°	1·000
	staubtrocken	1416	60	0·577
	mit Wasser gesättigt . .	1911	73	0·305
Sand	natürlich feucht . . .	1660	58	0·624
	vollkommen trocken . .	1750	63	0·509
	mit Wasser gesättigt . .	1947	58	0·624
Lehm	natürlich feucht . . .	1380	59	0·600
	vollkommen trocken . .	1504	59	0·600
	mit Wasser gesättigt . .	1982	51	0·809
Kies		1680	63	0·509

§. 106.

Berechnung der Futtermauern.

Bei der Bestimmung der Stärke einer Mauer, welche einem Erddrucke zu widerstehen hat, ist man von verschiedenen Voraussetzungen ausgegangen.

Belidor, welcher die Hinterfüllungserde in eine große Anzahl dünner Schichten zerspalten annimmt, die alle 45° mit dem Horizont machen, bestimmt den Druck jeder einzelnen Schicht auf die Mauer in der Art, daß derselbe nach horizontaler Richtung wirkend jedesmal gleich dem halben Gewichte der betreffenden Schicht gleich ist, indem er voraussetzt, daß die Cohäsion die andere Hälfte des Gewichtes consumire. So erhält er die verschiedenen Pressungen, die auf die einzelnen horizontalen Schichten der Mauer kommen, und unter der Voraussetzung eines unzertrennbaren Massivs der Mauer ergibt sich wieder die nöthige Stabilität der letztern, welche den Momenten dieser Pressungen das Gleichgewicht hält. Die unrichtige Annahme des Erddrucks kann begreiflicherweise auch keine richtigen Mauerstärken geben.

Coulomb, Prony und Français betrachteten die Mauer ebenfalls unter der Annahme eines unzerstörbaren Zusammenhanges derselben, gingen jedoch von richtigeren Ansichten aus, indem sie das Prisma des größten Druckes einführten.

Da nun eine Mauer, wenn sie zu schwach ist, auf zweierlei Arten eine Bewegung annehmen kann, entweder indem sie sich auf ihrem Fundamente verschiebt, oder um die äußere Kante ihrer Basis dreht, so bildeten sie die Bedingungsgleichungen auch für die beiden Fälle und leiteten daraus die Mauerstärken ab.

Prony machte seine Betrachtungen nur für Mauern, die auf der innern Seite vertical sind, und gab denselben daher nicht diejenige Allgemeinheit, welche hier gefordert werden muß; außerdem ist bei der Bestimmung des Erddrucks der Umstand, daß die Mauern auf einem festen Fundamente stehen, nicht berücksichtigt, was offenbar zu übermäßig starken Resultaten führen muß.

Français vervollständigte die Arbeit Prony's, indem er Formeln für alle die Fälle aufstellte, die in der Wirklichkeit vorzukommen pflegen. Abgesehen von der unrichtigen Art, wie der Erddruck H wirksam gedacht wird, ist diese Theorie von Français die vollständigste, welche zur Zeit bekannt wurde; denn sie gibt nicht allein die Mittel an die Hand, die Mauern von gleicher oder ungleicher Höhe mit der Anschüttung berechnen zu können, sondern zeigt auch, welches überhaupt das vortheilhafteste Profil ist, das man einer Mauer geben könne.

In dem Anhange §. 11. sind die Formeln von Français angegeben. Für den allgemeinsten Fall, wenn die Höhe der Erdanschüttung größer ist, als die Mauerhöhe, und wenn die Cohäsion der Erde berücksichtigt wird, hat man die untere Mauerstärke:

$$(1) \quad d = h' \left\{ + \frac{1}{2} \tang \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} t^2 \cdot \frac{h(h-h_2)}{h'^2} \cos^2 \varepsilon\right) + \right.$$
$$+ \sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_1} t^2 \frac{(h-h_2)^2 (h + \frac{1}{2} h_2)}{h'^3} + \right.}$$
$$\left. + \frac{1}{4} \tang^2 \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} t^2 h \frac{(h-h_2)}{h'^2} \cos^2 \varepsilon\right)^2 - \frac{1}{3} (\tang^2 \varepsilon - m^2)\right]\right\}.$$

Hierin bedeutet:
h' die Mauerhöhe, h die reducirte Höhe der Erdanschüttung, h_2 die Höhe, auf welche sich die Erde bei der Neigung der innern Mauerfläche $= \varepsilon$ frei hält, γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde, γ_1 das Gewicht der Kubikeinheit Mauerwerk, m das Verhältniß der Anlage zur Höhe für den Anzug der äußern Mauerfläche, endlich $t = \tang \frac{1}{2} (\psi \pm \varepsilon) \pm \tang \varepsilon$, wobei ψ den Winkel der natürlichen Böschung mit der Verticalen bezeichnet.

Bei Vernachlässigung der Cohäsion und für den Fall, daß $h = h'$ ist, hat man:

$$(2) \quad d = h' \left\{ \pm \frac{1}{2} \tang \varepsilon \left(1 - \gamma \frac{t^2}{\gamma_1} \cos^2 \varepsilon\right) + \sqrt{\left[\frac{1}{3} \frac{\gamma t^2}{\gamma_1} + \frac{1}{4} \tang^2 \varepsilon \cdot \right.}\right.$$
$$\left. \cdot \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} t^2 \cos^2 \varepsilon\right)^2 - \frac{1}{3} (\tang^2 \varepsilon - m^2)\right]\right\}.$$

Für eine Mauer mit verticaler innerer Seite ist $\varepsilon = 0$ und es wird:

$$(3) \quad d = h' \sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_1} \tang^2 \frac{1}{2} \psi \cdot \frac{h^3}{h'^3} + \frac{1}{3} m^2\right]},$$ wenn die Erdanschüttung höher als die Mauer ist; wenn sie gleiche Höhe mit der letztern hat, so wird:

$$(4) \quad d = h' \sqrt{\left[\frac{1}{3} \frac{\gamma}{\gamma_1} \tang^2 \frac{1}{2} \psi + \frac{1}{3} m^2\right]}$$

Wenn auch $m = 0$ ist:

$$(5) \quad d = h' \tang \frac{1}{2} \psi + \sqrt{\left(\frac{1}{3} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_1}\right)}$$

Wie Prony, so glaubte auch Français sich mit den theoretischen Resultaten für die Ausführung nicht begnügen zu dürfen, und führte, um für alle Fälle hinreichende Sicherheit zu erhalten, einen Stabilitätscoefficienten ein, den er durch Vergleichung seiner Resultate mit denen von Vauban ermittelte. Vauban stellte

zwei praktische Formeln auf, eine für den Fall, wenn die Erdanschüttung gleiche Höhe mit der Mauer hat, nämlich wenn h die Mauerhöhe bezeichnet

$$d = 0{\cdot}9745 \text{ Mtr.} + 0{\cdot}2 \text{ h}. \tag{6}$$

Die andere für Halbbekleidungen, oder solche Mauern, bei welchen die Erdanschüttung höher ist als die Mauer

$$d = 1{\cdot}624 \text{ Mtr.} + 0{\cdot}2 \text{ h}. \tag{7}$$

Diese Vauban'schen Mauern sind an der innern Seite vertical und haben an der äußern $\frac{1}{5}$ Böschung; in Abständen von 4·5 Mtr. von Mitte zu Mitte sind Strebepfeiler angebracht. Durch Gleichsetzung der Werthe von d aus den Gleichungen (3) und (7), und unter der Annahme von $\psi = 45^0$, $\frac{\gamma}{\gamma_1} = \frac{2}{3}$ (was nach Belidor schon zu Vauban's Zeiten als das mittlere Verhältniß der Erd- und Mauergewichte galt), $m = 0{\cdot}2$ und $h = h^1 + 2$ Mtr. ergab sich der Stabilitätscoefficient $K = 1{\cdot}8$, indem man in der Formel (3) statt γ, $K\gamma$ setzte, oder was gleichbedeutend ist, das Moment des Erddrucks mit K multiplicirte.

Die Formel (3) ging in folgende über:

$$d = h' \sqrt{\left[\frac{0{\cdot}6\,\gamma}{\gamma_1} \cdot \text{tang}^2 \frac{1}{2}\psi \cdot \frac{h^3}{h'^3} + \frac{1}{3} m^2\right]}. \tag{8}$$

Die Formel (5) wurde verwandelt in:

$$d = h' \text{ tang } \frac{1}{2}\psi \sqrt{\frac{0{\cdot}6\,\gamma}{\gamma_1}}. \tag{9}$$

Unter der Voraussetzung des Gleitens der Mauer auf ihrem Fundamente, erhält Français für den Fall die Cohäsion der Erde und des Mauerwerks an der Grundfläche $= 0$ und f_1 der Reibungscoefficient ist:

$$d^1 = h^1 \left\{ \pm \frac{1}{2} \text{ tang } \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma}{\gamma_1} t^2 \frac{h^2}{h'^2} \text{Cos}^2 \varepsilon\right) + \right.$$
$$\left. + \frac{1}{2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{t^2\, h^2}{f_1\, h'^2} \text{Cos}^2 \varepsilon + m\right)\right\} \tag{10}$$

für $\varepsilon = 0$ und $h = h^1$ wird:

$$d' = \frac{1}{2} h^1 \left\{\frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \frac{\text{tang}^2 \frac{1}{2}\psi}{f_1} + m\right\}. \tag{11}$$

Das Fortschieben der Mauer über dem Fundamente oder dem Roste oder etwa über dem gewachsenen festen Boden kommt in der Wirklichkeit nicht vor, indem die Reibung von Stein auf Stein oder Stein auf festem Boden sehr groß ist. Nur in dem Falle würde man das Gleiten der Mauer zu gewärtigen haben, wenn der Mörtel in den Lagerfugen noch nicht erhärtet ist. Zu diesem Resultat gelangt auch Français durch die im §. 11. des Anhanges angegebenen Rechnungen, und es sind somit die Formeln (10) und (11) von keinem Werthe für die Praxis.

Was die Formeln (8) und (9) betrifft, so wurden diese unter der Voraussetzung einer Drehung der Mauer um die äußere Kante ihrer Basis hergeleitet und enthalten daher den Fall, der in der Wirklichkeit ausschließlich vorzukommen pflegt, wenn Futtermauern nicht stabil genug sind; ihre Anwendung führt aber

offenbar zu viel zu starken Dimensionen der Mauern, indem durch den Stabilitäts-coefficienten das theoretische Resultat so umgewandelt wird, daß es der berechneten Mauer gleiche Stabilität mit einer Mauer von Vauban gibt; hierdurch hat Français seine an sich treffliche analytische Arbeit mit eigener Hand wieder für die Anwendung unbrauchbar gemacht.

Erst nachdem Martony de Köszegh seine Versuche über den Seitendruck der Erde angestellt hatte und daraus die Richtigkeit der Theorie von Français folgerte, erhielten die eben angegebenen Formeln (1) bis (5) ihre eigentliche Bedeutung. Martony fand, daß eine nach dieser Formel berechnete Mauer hinreichende Stabilität besitzt, sobald nur überhaupt richtige Werthe für die Erd- und Mauergewichte, sowie für den natürlichen Böschungswinkel eingeführt und dabei die Cohäsion der Erde vernachlässigt wird. Die bezeichneten Formeln werden aber um so mehr hinreichend starke Dimensionen geben, weil der Erddruck nach der Coulomb'schen Theorie wirksam gedacht ist, die nach dem Frühern größere Druckkräfte liefert, als die Theorie von Hagen.

Bei der Anwendung der Formeln (2) (3) (4) (5) ist die Bestimmung des Reibungswinkels für die Hinterfüllungserde insofern besonders schwierig, als der verschiedene Feuchtigkeitszustand einen wesentlichen Einfluß hierauf ausübt, und man muß, um ganz sicher zu sein, den ungünstigsten Fall voraussetzen, der nach der Localität überhaupt eintreten kann. Dieser ungünstigste Fall ist häufig der, daß die Erde vollständig mit Wasser durchzogen ist, und vielleicht sogar der hydrostatische Druck in Wirksamkeit tritt, wobei der Reibungswinkel $= 90^0$ wird; z. B. wenn eine Ufer- oder Kaimauer öfters von dem Wasser überfluthet wird, und dasselbe sich in die Hinterfüllungserde hineinzieht.

Wird durchnäßte Dammerde angenommen, so hat man in die Formel (4) $\gamma = 1911$ Kil. und $\psi = 73^0$ zu setzen; wiegt nun die Kubikeinheit Mauerwerk 2250 Kil., so erhält man die äußere Mauerstärke

$$d = h' \sqrt{(0{\cdot}1549 + \tfrac{1}{3}\, m^2)}.$$

Für $m = 0$ wird $d = 0{\cdot}393\, h'$, was mit der praktischen Formel von Minard $d = 0{\cdot}4\, h'$ gut übereinstimmt.

In folgender Tabelle sind die Mauerstärken für vollkommen durchnäßte Hinterfüllungserde und für die Mauerhöhen von 1 bis 20 Mtr. angegeben.

Tabelle I.

Untere Mauerstärken für vollkommen durchnäßte Dammerde.

(Nach Français.)

Für die Höhe	Anzug der vordern Mauerfläche.				
	m = 0	m = 1/5	m = 1/10	m = 1/15	m = 1/20
m	m	m	m	m	m
1	0·3930	0·411	0·397	0·3954	0·3933
1·2	0·4716	0·4932	0·4764	0·4744	0·4719
1·5	0·5995	0·6165	0·5955	0·5931	0·5899
1·8	0·7074	0·7398	0·7146	0·7117	0·7079
2	0·7860	0·822	0·794	0·7908	0·7866
2·1	0·8253	0·8631	0·8337	0·8303	0·8259
2·4	0·9432	0·9864	0·9528	0·9489	0·9439
2·7	1·0617	1·1097	1·1714	1·0675	1·0619
3	1·1790	1·233	1·191	1·1862	1·1799
3·3	1·2969	1·3563	1·3101	1·3048	1·2978
3·6	1·4148	1·4796	1·5292	1·4234	1·4158
3·9	1·5327	1·6029	1·5483	1·5420	1·5338
4	1·5720	1·644	1·588	1·5816	1·5732
4·2	1·6506	1·7262	1·6674	1·6606	1·6518
4·6	1·8078	1·8906	1·8262	1 8188	1·8091
4·8	1·8864	1·9728	1·9056	1·8979	1·8878
5	1·9650	2·055	1·985	1·9770	1·9665
5·1	2·0043	2·0961	2·0247	2·01654	2·0058
5·4	2·1222	2·2194	2·1438	2·1351	2·1238
5·7	2·2401	2·3427	2·2629	2·2537	2·2418
6	2·3580	2·466	2·382	2·3724	2·3598
6·3	2·4759	2·5893	2·5011	2·4910	2·4777
6·6	2·5938	2·7126	2·6202	2·6096	2·5957
6·9	2·7117	2·8359	2·7393	2·7282	2·7137
7	2·7510	2·877	2·779	2·7678	2·7531
7·2	2·8296	2·9592	2·8534	2·8468	2·8317
7·5	2·9475	3·0825	2·9775	2·96550	2·9497
7·8	3·0654	3·2058	3·0966	3·0841	3·0677
8	3·1440	3·288	3·1760	3·1632	3·1464
8·1	3·1833	3·3291	3·2157	3·2027	3·1857
8·4	3·3012	3·4524	3·3348	3·3213	3·3037
8·7	3·4191	3·5757	3·4539	3·4399	3·4217
9	3·5370	3·699	3·5730	3·5586	3·5397
9·3	3·6549	3·8223	3·6921	3·6772	3·6576
9·6	3·7728	3 9456	3·8112	3·7958	3·7756
9·9	3·8907	4·0689	3·9303	3·9144	3·8936
10	3·9300	4·1100	3·9700	3·9540	3·9330
10·5	4·1265	4·3155	4·1685	4·15170	4·12965
11	4·3230	4·5210	4·3670	4·3494	4·3263
11·5	4·5195	4·7265	4·5655	4·5471	4·5229
12	4·7160	4·9320	4·7640	4·7448	4·7196
12·5	4·9125	5 1375	4·9625	4·94250	4·9162
13	5·1090	5·3430	5·1610	5·1402	5·1129
13·5	5·3055	5·5485	5·3595	5·3379	5·3095
14	5·5020	5·7540	5·5580	5·5356	5·5062
14·5	5·6985	5·9595	5·7565	5·7333	5·7028
15	5·8950	6·165	5·9550	5·9310	5·8995
16	6·2850	6·576	6·3520	6·3264	6·2928
17	6·7810	7·087	6·749	7·7218	6·6861
18	7·0740	7 398	7·146	7·1172	7·0794
19	7·5670	7·809	7·543	7·5126	7·4727
20	7·86	8·22	7·94	7·908	7·866

Navier nimmt bei seiner Betrachtung der Futtermauern, die im Anhange §. 10. mitgetheilt ist, auch auf die Möglichkeit des Bruches in dem Mauerkörper Rücksicht; die Resultate, auf die er selbst bei der Annahme einer Cohäsion $= 0$ gelangt, zeigen jedoch, daß es unnöthig wäre, darauf Rücksicht zu nehmen. Dieß ergibt sich auch aus der Substitution der Werthe von $\gamma = 1911$ Kil.; $\psi = 73^0$; $\gamma_1 = 2250$ Kil. in die Formel (3) des Anhanges

$$d = h\,t \sqrt{\frac{9\gamma}{\gamma_1 (12 + 8\sqrt{3})}}$$

$$d = 0{\cdot}389\,.\,h.$$

Die weitere Betrachtung Navier's, wobei die Mauer als ein unzertrennbares Massiv betrachtet wird, führt zu den schon von Français abgeleiteten Formeln.

Es ist nicht zu läugnen, daß die Formeln von Français ohne Einführung des Stabilitätscoefficienten und mit richtig gewählten Werthen für die Größen γ, γ_1 und ψ bei Vernachlässigung der Cohäsion der Erde, also $h_1 = h_2 = 0$, Resultate liefern, die mit der Wirklichkeit gut übereinstimmen. Es ist dieß auch erklärlich, wenn man bedenkt, daß die Français'schen Mauern schon dadurch einen Ueberschuß von Stärke erhalten, daß der Erddruck nach der Coulomb'schen Theorie wirksam gedacht wird, und also durch die gleichzeitige Vernachlässigung der Cohäsion eine Stabilität erreichen, die weit diejenige übertrifft, welche für das Gleichgewicht erforderlich ist; dieß ist aber auch bei den meisten ausgeführten Mauern der Fall, da der Praktiker immer geneigt ist, sich dadurch hinreichende Sicherheit zu verschaffen, daß er dem theoretischen Resultat einen Zuschlag gibt.

Hierdurch wird aber der Zweck der analytischen scharfen Berechnung nicht erreicht, nämlich *solche Dimensionen zu erhalten, die der Mauer gerade die nöthige Stabilität verschaffen*, um dieselbe sowohl für alle vorkommenden Zufälligkeiten sicher zu stellen, als auch dabei das Minimum von Material zu gebrauchen.

Eine theoretisch-praktische Formel kann nur erhalten werden, wenn der Erddruck nach der Hagen'schen Theorie zerlegt wird, indem diese allein den in der Wirklichkeit vorkommenden Fällen entspricht. In Berücksichtigung des Umstandes, daß eine zu schwache Mauer bei eintretender Bewegung eine Drehung um die äußere Kante ihrer Basis annimmt; ferner in Betracht, daß in der Wirklichkeit der Hebelsarm, an welchem das Gewicht der Mauer wirksam gedacht wird, sich durch das Zusammendrücken der Steine oder des Bodens immer etwas verkleinert, und endlich daß durch Nässe und Frost eine Vermehrung des Erddrucks eintreten kann, also der Mauer ein gewisser Stabilitätsüberschuß gegeben werden muß, der erfahrungsgemäß schon allein dadurch anhalten wird, daß man *die Cohäsion der Hinterfüllungserde gleich Null* setzt, wird die Bedingungsgleichung, woraus die Mauerstärke d hervorgeht, nach Anhang §. 12. folgende sein:

Fig. 92, Taf. II.

$$\frac{1}{6} h^3 \gamma A = \frac{h}{2} \left\{ d^2 - m^2 h^2 \right\} \gamma_1 + \frac{m^2 h^3}{3} \cdot \gamma_1$$

daher

$$d = h \, . \sqrt{\frac{1}{3} \left\{ \frac{\gamma}{\gamma_1} A + m^2 \right\}} \qquad (12)$$

für $m = 0$

$$d = h \sqrt{\frac{1}{3} \, \frac{\gamma}{\gamma_1} \, A}. \qquad (13)$$

worin:

h die Mauerhöhe gleich der Höhe der Hinterfüllung;

γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde;

γ_1 „ „ „ „ „ Mauer;

A ein Coefficient, welcher von den Winkeln ψ und φ abhängt, und aus der Tabelle Anhang §. 9. entnommen wird;

m das Verhältniß der Anlage zur Höhe der vordern Mauerböschung.

Beifolgende Tabelle wurde nach der Formel (12) für durchnäßte Dammerde, wobei $\gamma = 1911$ Kil., $\psi = 73^0$ ist, sodann für $\gamma_1 = 2250$ Kil. berechnet.

Tabelle II.
Untere Mauerstärken für durchnäßte Dammerde.
(Nach Hagen.)

Für die Höhe.	Vordere Mauerböschung.				
	m = 0	m = 1/5	m = 1/10	m = 1/15	m = 1/20
m	m	m	m	m	m
1·0	0·3277	0·3474	0·3322	0·3300	0·3289
1·2	0·3932	0·4769	0·3987	0·3960	0·3947
1·5	0·4915	0·5211	0·4983	0·4950	0·4934
1·8	0·5898	0·6254	0·5980	0·5940	0·5921
2·0	0·6554	0·6949	0·6625	0·6600	0·6579
2·1	0·6881	0·7296	0·6977	0·6930	0·6908
2·4	0·7864	0·8339	0·7974	0·7920	0·7895
2·7	0·8847	0·9381	0·8970	0·8910	0·8882
3·0	0.9831	1·0423	0·9967	0·9900	0·9867
3·3	1·0814	1·1466	1·0964	1·0890	1·0856
3·6	1·1797	1·2504	1·1961	1·1880	1·1843
3·9	1·2780	1·3550	1·2957	1·2870	1·2830
4·0	1·3108	1·3898	1·3290	1·3200	1·3156
4·2	1·3763	1·4593	1·3954	1·3860	1·3817
4·5	1·4746	1·5635	1·4951	1·4850	1·4804
4·8	1·5729	1·6678	1·5948	1·5840	1·5790
5·0	1·6385	1·7373	1·6612	1·6500	1·6445
5·1	1·6712	1·7720	1·6945	1·6830	1·6777
5·4	1·7695	1·8762	1·7941	1·7820	1·7704
5·7	1·8678	1·9805	1·8935	1·8810	1·8751
6·0	1·9662	2·0847	1·9935	1·9800	1·9734
6·3	2·0645	2·1889	2·0932	2·0790	2·0725
6 6	2·1628	2·2932	2·1928	2·1780	2·1712
6·9	2·2611	2·3975	2·2925	2·2770	2·2699
7·0	2·2939	2·4322	2·3259	2·3100	2·3028
7·2	2·3594	2·5017	2·3923	2·3760	2·3686
7·5	2·4577	2·6059	2·4919	2·4750	2·4673
7·8	2·5560	2·7101	2·5915	2·5740	2·5660
8·0	2·6216	2·7796	2·6580	2·6400	2·6318
8·1	2·6543	2·8144	2·6912	2·6730	2·6647
8·4	2·7526	2·9186	2·7909	2·7720	2·7634
8·7	2·8509	3·0229	2·8906	2·8710	2·8621
9·0	2·9493	3·1271	2·9902	2·9700	2·9608
9·3	3·0476	3·2313	3·0899	3·0690	3·0594
9·6	3·1459	3·3356	3·1896	3·1680	3·1581
9·9	3·2442	3·4398	3·2893	3·2670	3·2568
10·0	3·2770	3·4746	3·3225	3·3000	3·2897
10·5	3·44085	3·6477	3·4881	3·4650	3·45348
11·0	3·6047	3·8214	3·6542	3·6300	3·6179
11·5	3·7685	3·9951	3·8203	3·7950	3·78238
12·0	3·9324	4·1689	3·9845	3·9600	3·9469
12·5	4·09622	4·3426	4·1506	4·1250	4·11138
13·0	4·6201	4·5163	4·3187	4·2900	4·2759
13·5	4·41395	4·69003	4·4848	4·4550	4·43038
14·0	4·4878	4·8638	4·6510	4·6200	4·6049
14·5	4·75165	5·0375	4·8171	4·7850	4·76938
15·0	4·9155	5·2113	4·9832	4·9500	4·9338
16·0	5·2432	5·5587	5·3155	5·2800	5·2628
17·0	5·5709	5·9062	5·6479	5·6100	5·5918
18·0	5·8986	6·2536	5·9800	5·9400	5·9208
19·0	6·2263	6·6011	6·3122	6·2700	6·2498
20·0	6·9490	6·5540	6·6250	6·6000	6·5790

Für den Fall die Oberfläche der Erdanschüttung eine bestimmte Neigung hat, . 93, gibt der §. 12. des Anhangs die untere Mauerstärke:

$$d = h \sqrt{\left[\frac{1}{3}\left\{\frac{\gamma}{\gamma_1}\left(\frac{h+h''}{h}\right)^3 A + m^2\right\}\right]} \qquad (14)$$

für m = 0

$$d = h \sqrt{\left[\frac{1}{3} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_1} \cdot \left(\frac{h+h''}{h}\right)^3 A\right]} \qquad (15)$$

h'' ist die Höhe des mit der Erdüberhöhung gleich schweren Erdprismas.

Wenn endlich die Erdanschüttung höher ist als die Mauer, wie Fig. 94, hat man zur Bestimmung der untern Mauerstärke nach §. 12. des Anhanges:

$$d = h \sqrt{\left\{\frac{1}{3}\left[\frac{\gamma}{\gamma_1}\left(\frac{h+h''}{h}\right)^3 A + m^2\right]\right\}} \qquad (16)$$

und für m = 0

$$d = h \sqrt{\left\{\frac{1}{3}\,\frac{\gamma}{\gamma_1}\left(\frac{h+h''}{h}\right)^3 A\right\}} \qquad (17)$$

:in h'' die Höhe eines mit der Erdüberhöhung gleich schweren Prismas be- tet, dessen nicht parallele Seiten in den Verlängerungen der Seiten des Prismas n größten Drucke liegen.

Für den Fall des Gleitens der Mauer auf ihrem Fundamente hat man die ichung, wenn f_1 der Reibungscoefficient zwischen Mauer und Fundament

$$f_1 \gamma_1 h \left(d_1 - \frac{m h}{2}\right) = \frac{1}{2} h^2 \gamma A$$

daher

$$d_1 \geqq \frac{h}{2}\left\{A \frac{\gamma}{\gamma_1 f_1} + m\right\}.$$

Die Werthe von f_1 siehe Seite 189.

§. 107.

Transformation der Profile.

Die Formeln (12) bis (17) geben die Stärke einer Futtermauer, die entweder beiden Seiten vertical ist, oder deren vordere Seite einen Anzug hat. Man :gt jedoch den Mauern noch andere Profile zu geben, insbesondere sie auf der :seite mit Absätzen oder mit Strebepfeilern zu versehen, oder endlich, was in gland gebräuchlich ist, sie nach einer Kreislinie zu krümmen. Da nun jede uer mit ihrer Stabilität in Bezug auf die äußere Kante der Basis dem Erd- ke widerstehen muß, so kommt es immer darauf an, daß man den Mauern n verschiedenem Querprofile gleiche Stabilität gibt, damit sie :m und demselben Erddrucke Widerstand zu leisten im Stande sind.

In dem Anhange §. 13. sind die Stabilitäten für die verschiedenen in der wendung vorkommenden Mauern hergeleitet. Die Stabilität einer Mauer t rechteckigem Profile ist $\frac{1}{2} d^2 l h \gamma_1$; hierin bedeutet d die Dicke, h die Höhe, ie Länge der Mauer und γ_1 das Gewicht einer Kubikeinheit Mauerwerk.

Hat nun die Mauer das Profil Fig. 84, Taf. II. und ist die Anzahl der Abstufungen = n, die Breite einer solchen = c, die untere Mauerstärke = d_1; so findet man die Stabilität hierfür:

$$\frac{1}{2} h l \gamma_1 \left\{ d_1^2 - n c d_1 + \frac{n(2n+1)c^2}{6} \right\};$$

werden nun diese beiden Stabilitäten einander gleich gesetzt, so erhält man für die Stärke der Mauer mit Absätzen:

$$(18) \qquad d_1 = \frac{nc}{2} + \sqrt{\left\{ d^2 - \frac{n(n+2)c^2}{12} \right\}}.$$

Die Berechnung wird sehr einfach, wenn man den Werth von d aus der Tabelle II. entnimmt.

Für eine Mauer mit Anzug der vordern Seite und verticaler Rückwand findet man in gleicher Weise:

$$(19) \qquad d_1 = \sqrt{\left\{ d^2 + \frac{m^2 h^2}{3} \right\}}.$$

Hat die Mauer an der vordern Seite einen Anzug und an der hintern n Abstufungen von der Breite c, so hat man: Fig. 85

$$(20) \qquad d_1 = \frac{nc}{2} + \sqrt{\left\{ d^2 + \frac{m^2 h^2}{3} - \frac{n(n+2)c^2}{12} \right\}}.$$

Für eine liegende Mauer mit parallelen Seitenflächen, Fig. 86, ergibt sich:

$$(21) \qquad d_1 = \frac{-mh\sqrt{m^2+1}}{2} + \sqrt{\left\{ d^2 + \frac{m^2 h^2 (m^2+1)}{4} \right\}}.$$

Für eine gebogene Mauer, Fig. 96, hat man, wenn der Radius der vordern Seite r, und der der hintern z ist, sodann 2 δ den Winkel (ausgedrückt durch die Länge des Bogens für den Radius = 1) bezeichnet, welchen die Basis der Mauer mit dem Horizont bildet, die Gleichung:

$$(22) \qquad \frac{1}{2} d^2 h = (z^3 - r^3) \frac{h}{3r} - \delta (z^2 - r^2) \sqrt{(r^2 - h^2)}$$

woraus z durch Versuche zu bestimmen ist; die Mauerstärke wird alsdann

$$d_1 = z - r.$$

Hat eine Mauer Strebepfeiler auf der hintern Seite, Fig. 87, so wird die durchlaufende Mauer auf Verschiebung gerechnet, und die Strebepfeiler sind in der Art anzuordnen, daß die Stabilität der ganzen Mauer dem Moment des Erddruckes entspricht.

Bezeichnet daher wieder:

γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde;

A der Coefficient aus der Tabelle §. 9. des Anhangs;

f_1 der Coefficient der Reibung zwischen Mauer und Fundament,

so hat man wie früher die Gleichung:

$$f_1 \gamma_1 h \left(d_1 - \frac{mh}{2} \right) = \frac{1}{2} h^2 \gamma A, \text{ folglich}$$

$$d_1 = \frac{1}{2} h \left\{ \frac{\gamma}{f_1 \gamma_1} A + m \right\}.$$

Die Stabilität der Mauer sammt Strebepfeiler ist:

$$\frac{h\gamma_1}{6}\left\{l(3d_1^2-m^2h^2)+3ed_1(s+t)+e^2(s+2t)\right\}$$

daher durch Gleichsetzung dieser Stabilität mit der einer senkrechten Mauer die Stärke des Strebepfeilers

$$e=\frac{-3d_1(s+t)+\sqrt{4l(s+2t)(m^2h^2+3[d^2-d_1^2])+9d_1^2(s+t)^2}}{2(s+2t)} \quad (23)$$

und für $s=t$

$$e=-d_1+\sqrt{\left[\frac{l}{3s}\left\{3(d^2-d_1^2)+m^2h^2\right\}+d_1^2\right]}. \quad (24)$$

Für die Reibungscoefficienten f_1 zur Bestimmung des Widerstandes, welcher sich am Anfange einer Bewegung äußert, hat man die Tabelle:

Natur der Körper.	Werth von f_1	
Rogenstein auf Rogenstein	0·74	Morin.
Muschelkalk " "	0·75	Morin.
Backstein " "	0·67	Morin.
Eichen (auf dem Hirn) auf Rogenstein	0·63	Morin.
Sandstein auf Sandstein	0·71	Rennie.
Muschelkalk auf Muschelkalk	0·70	Morin.
Rogenstein " "	0·75	Morin.
Backstein " "	0·67	Morin.
Granit auf Granit	0·66	Rennie.
Marmor auf Marmor	0·78	Boistard.

Für die Gewichte γ_1 verschiedener Mauerwerke hat man folgende Tabelle:

	Gewicht eines Kubikmeters in Kil.
Mauer mit Kalkmörtel	
von Ziegelsteinen, frisch	1627
" trocken	1532
Kalksteinmauer, frisch . .	2460
" trocken .	2400
Sandsteinmauer, frisch .	2100
" trocken .	2000

§. 108.

Vergleichung der Mauern mit verschiedenen Profilen.

Werden für ein und dieselbe Höhe der Erdanschüttung für alle oben angegebenen Profile die Mauerstärken nach den hergeleiteten Formeln (18) bis (24), also unter der Voraussetzung gleicher Stabilität bestimmt, so ergeben sich folgende Resultate:

1) Daß eine senkrechte Mauer mit Absätzen auf der Rückseite, bei gleichem Materialbedarf, mehr Stabilität hat, wie eine Mauer von der gleichen Höhe, welche auf beiden Seiten senkrecht ist.

2) Daß eine Mauer mit Anzug auf der Vorderseite, bei gleichem Materialaufwand, mehr Stabilität hat, wie eine senkrechte Mauer von derselben Höhe.

3) Daß eine liegende Mauer mit $1/6$ Anzug, bei gleichem Materialaufwand, mehr Stabilität besitzt, als jede andere Mauer von derselben Höhe; das gleiche Resultat hat auch Français erhalten.

4) Daß gebogene Mauern mit 22·5 Mtr. Radius, mit oder ohne Absätzen auf der Rückseite, in Bezug auf Stabilität gleich nach den liegenden Mauern kommen, also im Allgemeinen vortheilhaft sind.

5) Daß die Mauern mit Strebepfeilern auf der Rückseite, bei gleicher Stabilität, weniger Material erfordern, als die senkrechten oder vorn geböschten Mauern mit oder ohne Absätzen auf der Rückseite.

Diese Resultate haben auch in der Wirklichkeit vollkommen Bestätigung erhalten; in allen Gegenden, wo das Material theuer ist, und wo insbesondere nur Backsteine in Anwendung kamen, hat man stets mit dem Minimum desselben der Mauer die größt-mögliche Stabilität verschafft, indem man ihr ein zweckmäßiges Profil gab. Im Festungsbau haben bereits die liegenden Mauern Eingang gefunden; in England sieht man fast allerwärts nur gebogene, dagegen in Holland geböschte Mauern mit Strebepfeilern.

§. 109.

Praktische Regeln zur Bestimmung der Mauerstärken.

Außer den Regeln, welche Vauban für Festungsmauern gegeben hat, und die in §. 106 bezeichnet sind, gab Bullet in seinem Traité d'architecture pratique eine Regel, welche von vielen Ingenieuren angenommen wurde, sie heißt: man gebe der Mauer 0·35 ihrer Höhe zur Stärke.

Für Mauern, die am Wasser stehen, als Kai- und Schleusenmauern, gibt Minard auf Seite 170 seines Kanalbaues eine Regel, welche aus 400 ausgeführten Schleusen entnommen ist und dahin führt, daß man der Mauer 0·4 ihrer Höhe zur Stärke geben soll. Die äußersten Gränzen dieses Verhältnisses gibt Minard zu 0·28 und 0·5 an.

Nach Français wäre dieses Verhältniß für senkrechte Ufermauern 0·392; für mittleres Mauerwerk und mittlere Erde 0·26 (§. 106. Gl. [9]).

Nach Hagen ist die Stärke einer senkrechten Ufermauer 0·327. Für natürlich feuchten Sand und mittleres Mauerwerk aber nur 0·232 (Gl. [13]).

Für Mauern mit Anzug auf der Vorderfläche gilt dasselbe Verhältniß, nur muß die Stärke in $1/9$ der Höhe aufgetragen werden.

Für Backsteinmauern geben englische Ingenieure die Regel: Man nehme die untere Stärke $1/5$, die obere $1/10$ der Höhe und gebe außerdem noch der Mauer an der Vorderseite $1/6$ Anzug. Um die Abnahme der Stärke zu erhalten, theile man die ganze Höhe in so viel gleiche Theile, vermehrt um die Einheit, als halbe Backsteine in dem Unterschied zwischen oberer und unterer Stärke, ausschließlich des Anzugs der Vorderfläche, enthalten sind.

Den gebogenen oder schräge liegenden Futtermauern geben die englischen Ingenieure gewöhnlich nur $1/5$ bis $1/6$ ihrer Höhe zur Stärke; die Lagerfugen sind jedesmal normal gegen die äußere Fläche gerichtet. In Abständen von 3·6 bis 5·4 Mtr. von Mitte zu Mitte sind hinter der Mauer Strebepfeiler angebracht, deren Stärke im Mittel mit der Mauer selbst übereinkommt und selten über 1·2 Mtr. beträgt. Die Länge der Pfeiler ist so bestimmt, daß sie oben wieder nahe mit der Stärke der Mauer übereinstimmt, und unten um so viel größer ist, als die Mauer sich zurücklehnt. Diese Mauern erfordern gutes Material und sorgfältige Ausführung.

Nicht selten besteht die Regel, den Trockenmauern die Hälfte der Höhe zur Stärke zu geben.

Sganzin will sogar $2/3$ der Höhe zur Stärke geben, was aber offenbar zu viel ist.

Für Trockenmauern haben die badischen Ingenieure die Regel: Man gebe der Mauer oben eine Stärke von 0·9 Mtr. und an der Vorderseite einen Anzug von $1/5$ bis $1/6$; auf der Rückseite der Mauer mache man Abstufungen von je 0·9 Mtr. Höhe und 0·24 Mtr. Stärke.

Morin gibt die Regel: Man gebe der Trockenmauer eine Stärke $= 5/4$ derjenigen, welche die Mörtelmauer erhalten mußte. Für eine Mörtelmauer mit verticaler Hinterfläche und geneigter Vorderfläche kann für die gewöhnlichen Fälle

$$d = h \sqrt{0{\cdot}285^2 + \frac{1}{3} m^2} \text{ gesetzt werden;}$$

man hat daher für die Trockenmauer

$$d = \frac{5}{4} h \sqrt{0{\cdot}285^2 + \frac{1}{3} m^2}$$

für $m = 0$

$$d = 0{\cdot}356 \, h.$$

§. 110.

Graphische Bestimmung des Erddrucks an Futtermauern und deren Widerstandsfähigkeit.

Dieses graphische Verfahren besteht darin, daß man die Lage und Größe der beiden wirkenden Kräfte — des Erddrucks und des Gewichts der Futtermauern — durch zwei gerade Linien darstellt und sodann sucht, ob die nach dem Kräftenparallelogramme construirte Mittelkraft noch in die Basis der Mauer fällt, in welchem Falle die Widerstandsfähigkeit der letzteren um so überwiegender sein wird, je weiter der Durchschnittspunkt der Mittlern mit der Grundfläche von der Umdrehungskante entfernt liegt.

Der Erddruck wirkt senkrecht auf die innere Mauerböschung AC, Fig. 302, Taf. XVII., in dem dritten Theil der Höhe, so daß man nur $CE = \frac{AC}{3}$ und $EF \perp AC$ zu machen hat, um EF als die Lage des bezüglichen Erddrucks zu erhalten, während das Gewicht der Mauer ABCD in der lothrechten, durch den Schwerpunkt G des Mauerprofils gehenden Richtung GH seine Wirkung äußert.

Der Durchschnitt beider Richtungen O gibt den gemeinschaftlichen Angriffspunkt der Kräfte, von welchem aus die Größen der letztern aufzutragen sein werden.

Was die Größe jener Kräfte betrifft, so gelangt man zu deren Kenntniß durch folgende Betrachtungen. CJ sei die natürliche Böschung des Erdreichs, so erhält man das Prisma des größten Drucks AKC, wenn der zwischen der eben genannten Böschung CJ und der innern Mauerfläche AC gelegene Winkel ACJ halbirt wird.

Nun hat man aus der Theorie den Satz: Das Gewicht des Prismas vom größten Drucke verhält sich zu dem wirkenden Erddrucke wie AC zu AK; oder wenn AL = AK gemacht wird, wie das △ ACK zu dem △ ALK, und wenn endlich das △ AKL in das gleich große ACM verwandelt wird, zu welchem Zwecke man ML ♯ CK zieht, wie △ ACK : △ ACM.

Der den Umsturz der Stützmauer anstrebende Erddruck ist durch das Gewicht eines Erdprisma dargestellt, welches das oben construirte △ ACM zum Querprofile hat.

Um nun das Gewicht der Mauer entsprechend darzustellen, verwandle man das trapezförmige Profil der Mauer ABCD in das gleich große △ ACN, dessen Grundlinie AN bekanntlich durch die Summe der beiden Parallelen (AB + CD) gebildet wird.

Dieses so erhaltene, das Gewicht der Mauer vorstellende Prisma mit der Basis ACN muß übrigens noch immer aus den Baumaterialien der Mauer bestehend gedacht werden, es ist deshalb zur Erzielung der nöthigen Gleichmäßigkeit bei der graphischen Darstellung in ein eben so schweres Erdprisma zu verwandeln, dessen Grundlinie AR im Vergleiche zur frühern Grundlinie AN nach demselben Verhältnisse vergrößert sein muß, als das Gewicht einer Kubikeinheit vom Mauerwerke größer als von der Erdmasse ist.

Nach beliebiger Richtung AQ trägt man AQ gleich dem Gewicht eines Kubikmeters Mauer, und AP gleich dem Gewicht eines Kubikmeters Erde auf; zieht PN und QR ♯ PN, so ist ARC das gesuchte Erdprisma. Beide wirkenden Kräfte, der Erddruck und das Mauergewicht, sind in Prismen von gleicher Höhe dargestellt, sie werden daher mit den Grundlinien AM und AR im Verhältniß stehen, so zwar, daß der Erddruck durch die Linie AM, und das Mauergewicht durch die Linie AR dargestellt werden kann.

Man verzeichne daher das Parallelogramm FOHS, in welchem FO = AM und HO = AR sein wird, und sehe, ob der Durchschnitt T von der Mittelkraft OS und der Mauerbasis CD noch in letztere fällt, in welchem Falle die Mauer gegen den Umsturz um so mehr gesichert sein wird, je größer die Entfernung der Punkte T und D ist.

Da die Cohäsion des Erdreichs dabei nicht berücksichtigt wurde, so wird auch der Stabilitätsüberschuß der Mauern in der That größer sein, als aus der graphischen Construction hervorgeht, und selbst für den Fall, als diese letztere durch das Zusammentreffen der Punkte D und T das Gleichgewicht anzeigte, wird noch immer der Widerstand der Stützmauer dem Erddrucke so viel überlegen sein, daß genügende Sicherheit für den Bestand vorhanden ist.

§. 111.

Ausführung der Mauern.

Bei der Ausführung der Mauern sind gewisse Rücksichten zu beobachten, um die Stabilität derselben für alle eintretenden Fälle zu sichern.

Es ist in dem Frühern dargethan worden, daß das Fortschieben der Mauern über dem Fundamente oder dem Roste oder etwa über dem gewachsenen Boden nie vorkommt, weil die Reibung von Stein auf Stein, oder zwischen Stein und gewachsener Erde zu groß ist. Das Eintreten einer solchen Bewegung ist nur dann zu befürchten, wenn der Mörtel in den Lagerfugen nicht genugsam erhärtet ist, oder wenn die Lagerfugen zu nahe in die Richtung des zusammengesetzten Drucks fallen, oder endlich, wenn die Mauer auf einem nach vorn geneigten Gestein aufruht. Hieraus lassen sich leicht diejenigen Grundsätze entnehmen, welche beobachtet werden müssen, um dieses Fortschieben der Mauer zu verhindern. Sie sind:

a. Die Hinterfüllungserde darf erst dann eingeworfen werden, wenn der Mörtel angezogen und die Mauer einige Festigkeit erlangt hat. Dabei muß Sorge getragen werden, daß man sie nur lagenweise mit einer Stärke der Lagen von 0·3 Mtr. aufträgt, und sodann mittelst hölzernen Stößern feststampft. Dieses Feststampfen vermindert den Druck der Erde sehr bedeutend, indem ihre Cohäsion vermehrt wird.

b. Die Lagerfugen sollen normal auf der Richtung des zusammengesetzten Druckes stehen; sie dürfen nur dann horizontal sein, wenn der zusammengesetzte Druck nicht mehr als 15 Grade von der Verticalen abweicht.

c. Kommt eine Mauer auf einen abhängigen Felsen zu stehen, so ist derselbe erst abzutreppen, und zwar parallel zu den Lagerflächen des Mauerwerks.

Ein Drehen der Mauer um die äußere Kante der Basis pflegt in der Wirklichkeit fast ausschließlich vorzukommen, sobald derselben nicht die hinreichende Stabilität gegeben wurde.

Bei der Bestimmung der Stabilität der Mauern wurde stets der Drehpunkt in dem äußern Rande der Mauer angenommen, obgleich derselbe in der Wirklichkeit immer etwas rückwärts liegt, indem selbst der festeste Stein, bei dem Anfange einer Drehung der Mauer, an der äußern Kante etwas zerdrückt wird. Noch mehr wird aber der Drehpunkt nach rückwärts verlegt werden, wenn der Rost oder überhaupt das Fundament der Mauer auf einem aufgeschwemmten Boden ruht. Obwohl durch die Vernachlässigung der Cohäsion der Hinterfüllungserde der Mauer ein Ueberschuß von Stabilität gegeben wird, so kann dieser zernichtet werden, sobald der Hebelsarm, an welchem das Gewicht der Mauer wirksam gedacht wird, sich zu sehr verkleinert; man muß daher trachten, diesen Uebelstand möglichst zu vermeiden, indem man der Mauer einen vorspringenden Fuß oder ein Banquet gibt, oder indem man den liegenden Rost oder die Bétonlage vortreten läßt. Auch ist es in dieser Beziehung rathsam, die härtesten und besten Steine

für die unterste Mauerschicht zu nehmen, sowie überhaupt den Boden, besonders unter dem äußern Rande der Mauer, sorgfältig zu befestigen, sei es durch Einrammen von Pfählen oder bei gutem Boden durch die Anlage eines Steingestückes. Eine Kaimauer, welche nicht auf Felsen ruht, kann in der Regel auf Béton gegründet werden, nur bei schlechtem Baugrunde wird man zu einem Pfahlfundamente seine Zuflucht nehmen, da dieses immer sehr theuer zu stehen kommt.

Für eine Mauer, welche am Wasser steht, und vielleicht öfters von demselben überfluthet wird, muß man bei Bestimmung des Erddruckes den ungünstigsten Fall voraussetzen; dieß erfordert, daß man die Hinterfüllungserde als vollkommen durchnäßt betrachtet. Besteht die Hinterfüllung aus grobem Kiese, so wird die Durchnässung nicht lange anhalten, und wird sich wieder verlieren, sobald nur der Wasserspiegel vor der Mauer wieder zurückgeht. Bei thonreichem schlammigen Boden dagegen ist dieß nicht der Fall und man muß daher für den Abzug des Wassers Sorge tragen, entweder durch offene Kanäle, welche von Strecke zu Strecke durch die Mauer gehen, oder durch Sickergräben. Die offenen Kanäle haben den Nachtheil, daß größere Massen der aufgeweichten Erde dadurch herausgespült werden, wodurch Einsenkungen an der Oberfläche entstehen; und es sind daher die mit Steinen ausgefüllten Rinnen oder Sickergräben, welche auf der Rückseite der Mauer so angelegt werden, daß das Wasser in ihnen fortsickert bis es an einen offenen Kanal kommt, weit zweckmäßiger als viele offene Kanäle.

Auch bei gewöhnlichen Futtermauern, hinter denen sich Quellwasser ansammelt, sind solche Sickergräben anzubringen.

Die obere Stärke einer Mauer darf nicht zu gering sein, sie muß vielmehr immer so angenommen werden, daß durch das zwischen die Mauer und die Hinterfüllungserde sich hineinziehende Wasser, welches entweder den thonigen Boden stark durchnäßt und somit ein Aufquillen desselben veranlaßt, oder hier selbst gefriert und sein Volumen vergrößert, ein Herausdrängen des oberen Mauerkörpers vermieden wird. Die geringste obere Stärke ist 0·75 bis 0·8 Mtr.

Führt die Mauer, wie dieß bei Straßen im Gebirge häufig vorkommt, an einem steilen Bergabhange hin, so muß dieser, ehe man die Hinterfüllung vornehmen läßt, gehörig abgetreppt werden, indem sonst durch das Hinzutreten von Quellen ein Abrutschen des ganzen Erdkeils zu befürchten steht, und sodann der Erddruck weit größer wird, als er durch die Berechnung gefunden wurde. Insbesondere ist eine solche Abtreppung nothwendig, wenn die Hinterfüllung auf ein geschichtetes Gebirge zu liegen kommt, dessen Schichten sich gegen die Mauer hin senken; denn hier wird durch hinzukommende Quellen die Reibung zwischen der aufgefüllten Erdmasse und dem natürlichen Boden beinahe gänzlich aufgehoben.

In §. 108. wurde bereits dargethan, daß die Stabilität der Futtermauern wesentlich vergrößert wird, wenn man ihre äußere Fläche nicht senkrecht, sondern schräge führt. Bei solchen schrägen Mauern muß man durch sorgfältige Unterhaltung der Lagerfugen, welche gewöhnlich normal gegen die äußere Wand geführt sind, ein Eindringen des Regenwassers in dieselbe abzuhalten suchen; und es muß dieß als ein Uebelstand dieser Anordnung bezeichnet werden, dem man häufig da-

durch begegnet, daß man die Lagerfugen horizontal führt und nur den äußern Steinen gebrochene Fugen gibt, so daß sie in die normale Richtung übergehen. Auf solche Art entsteht eine Verkleidung, in welche sich das Wasser ebenfalls einzieht, und wodurch häufige Reparaturen veranlaßt werden; auch kann dieselbe nur bei Werkstücken in Anwendung kommen. Weit einfacher gestaltet sich die Ausführung schräger Mauern, wenn die Lagerfugen horizontal durchgeführt werden, und man wird daher auch bei Anwendung von Hau- und Bruchsteinen diese Anordnung in allen Fällen wählen, wo die Richtungslinie des zusammengesetzten Druckes nicht zu weit von der Verticalen abweicht.

Bei Anwendung der Backsteine darf übrigens die Anordnung mit horizontal durchgehenden Fugen deshalb nicht gewählt werden, weil die Backsteine das Behauen der vorderen Steine nach der Schräge nicht gestatten; hier bleibt kein anderes Mittel, wenn man nicht durchlaufende schräge Fugen annehmen will, als die einzelnen Lagen gegeneinander zurücktreten zu lassen, oder, wie man es in Holland zu machen pflegt, die mit schrägen Fugen gemauerte Verblendung durch Abtreppungen von dem eigentlichen Mauerkörper vollständig zu trennen, wie dieß aus Taf. III. Fig. 111 ersichtlich ist.

Es ist weiter in dem §. 108. mitgetheilt worden, daß Mauern mit Strebepfeilern bei gleicher Stabilität weniger Material erfordern, als gewöhnliche Mauern mit oder ohne schräger Vorderfläche.

Dieser Vortheil der Mauern mit Strebepfeilern tritt aber nur dann ein, wenn die letztern gut mit dem eigentlichen Mauerkörper vereinigt sind, es haben deshalb auch die trapezförmigen Strebepfeiler den Vorzug vor den rechteckigen, indem bei ihnen die Wurzel eine größere Breite erhält, als der übrige Theil des Pfeilers; somit auch eine bessere Verbindung stattfindet.

Durch die Reibung, welche die Erde an den Seitenflächen der Pfeiler erfährt, wird der Druck auf den dazwischen liegenden Mauertheil wesentlich vermindert.

Man hat übrigens auch schon Futtermauern gebaut, bei welchen die Strebepfeiler den ganzen Erddruck auszuhalten haben, indem man nämlich die Theile der Mauer, welche zwischen den Pfeilern liegen, als flache Gewölbe betrachtete, deren Widerlager die Pfeiler darstellten.

Solche Mauern erfordern zwar wenig Material, aber viel Arbeit, auch können sie nicht in jeder Localität Anwendung finden, weil die Strebepfeiler auf der vordern Seite der Mauer stehen müssen. Gauthey wählte zu dem gleichen Zweck bei der Kaimauer zu Châlons eine andere Anordnung: Es sind nämlich zwischen je 2 Strebepfeiler 3 flache Bögen übereinander eingespannt, welche durch die Hinterfüllungserde belastet werden.

Bei rückwärts überhängenden Futtermauern, welche von den Strebepfeilern gestützt werden, kann die Besorgniß entstehen, daß der zwischenliegende Theil der Mauer sich rückwärts senken möchte. Bei der Einfassung der Georgesdocke zu Liverpool hat man in dieser Beziehung ein horizontales Gewölbe von einem Strebepfeiler zum andern gespannt.

Zuweilen hat man Mauern ausgeführt, wo die Strebepfeiler vorn und hinten, sowie auch unten durch Gewölbe verbunden sind. Die Räume, welche

hierdurch zwischen den Pfeilern entstanden, füllte man mit Steinen aus. Z. B. Kaimauer in Scherneß.

Auch die gebogenen Mauern haben wesentliche Vortheile hinsichtlich der Stabilität und Materialersparniß; insbesondere eignen sie sich für Stützmauern bei Straßen oder Eisenbahnen, welche an einem Flusse hinziehen, dessen Bett aus größern Geröllen und Steinen besteht. In England baut man fast allerwärts nur gebogene Mauern.

§. 112.

Untersuchung der Mauern auf rückwirkende Festigkeit.

Bei Mauern, die entweder eine bedeutende Last zu tragen haben oder sehr hoch sind, ist es nöthig, die Steine der untersten Mauerschicht auf ihre rückwirkende Festigkeit zu prüfen.

Rondelet, Rennie und Vicat haben Versuche über die rückwirkende Festigkeit der Steine angestellt; die Resultate derselben sind in dem §. 63. des ersten Abschnitts angegeben worden. Im Allgemeinen ist die Festigkeit bei gleichartigen Steinen dem Querschnitte proportional, doch scheint sie nach Vicat um so größer zu werden, je niedriger der Stein ist. Rondelet nimmt an, daß die Festigkeit ein Maximum ist, wenn die Höhe des Prismas der Seite seiner Basis gleich kommt. Rondelet und Vicat stimmen damit überein, daß die Form des Querschnitts nicht gleichgültig ist, und daß die Festigkeit des Körpers um so größer wird, je geringer der Umfang seines Querschnitts ist; aus diesem Grunde zeigt ein Cylinder eine etwas größere Festigkeit, als ein gleich großes und gleich hohes Parallelepiped.

Bei der Ausführung von Mauern oder hohen Brückenpfeilern dürfen die Steine höchstens auf $1/_{20}$ ihrer rückwirkenden Festigkeit in Anspruch genommen werden; bei dünnen Säulen nur auf $1/_{40}$ bis $1/_{50}$.

Rondelet theilt eine Tabelle über den Druck von denjenigen Pfeilern und Säulen mit, die man als die kühnsten anzunehmen pflegt. Der Quadratcentimeter erleidet nämlich folgende Pressung in Kil.:

Bei den Pfeilern des Domes St. Peter zu Rom	16·3
" " " " " " Paul zu London	19·3
" " " im Dom des Invalidenhauses zu Paris	14·7
Säulen in der Kirche St. Paul bei Rom	19·7
Pfeiler des Domes von St. Geneviève	29·4
" " Thurms der Kirche St. Mery	29·4
Säulen der Kirche aller Heiligen zu Angers *)	44·2

Bei den Pfeilern der kühnen Neuilly-Brücke bei Paris tragen die untern Steinschichten 9·3 Kil. per Quadratcentimeter. Die Pfeiler der Kettenbrücke bei Argentat, welche aus Steinen von mittlerer Festigkeit bestehen, sind mit 4·5 Kil. per Quadratcentimeter belastet; die permanente Belastung ist nur 3·78 Kil.

Bei hohen Pfeilern, welche eine Quaderverkleidung haben, ist es rathsam,

*) Ein Kubus von fünf Centimeter Seite zermalmt bei 10940 Kil.

bei der Berechnung des Druckes, welcher auf die Quadrateinheit des Querschnitts kommt, das Füllmauerwerk außer Acht zu lassen.

Besteht eine Mauer ganz aus Bruch- oder Backsteinen, so ist von der Querschnittsfläche ein gewisser Theil in Abzug zu bringen, welcher den mit Mörtel ausgefüllten Fugen entspricht. Für erstere dürfte dieser Theil mit $1/30$ bis $1/40$, für letztere $1/60$ bis $1/70$ der ganzen Querschnittsfläche genügen.

§. 113.

Trockene Mauern.

Eine Mauer, welche ohne Mörtel ausgeführt wird, nennt man eine trockene Mauer.

Bei gehöriger Stärke und einem guten Verbande der Steine wird eine trockene Mauer im Stande sein, dem Drucke einer seitwärts dagegen geschütteten Erde den nöthigen Widerstand zu leisten.

Bei Gebirgsstraßen, Eisenbahnen oder auch bei größern Strombauten in Gegenden, wo viele Steine gebrochen werden, sind trockene Mauern, trotz ihrer größern Stärke, weit weniger kostspielig als Mörtelmauern, und finden deshalb auch häufig Anwendung.

Obwohl auch bei den trockenen Mauern die Steine lagenweise und im Verbande versetzt werden, so gibt man ihnen doch keine regelmäßige Gestalt, sondern sucht sie so auf- und nebeneinander zu legen, daß möglichst wenig Hohlräume bleiben; die Unterstützung der Steine ist daher auch keineswegs so vollständig wie bei einer Mörtelmauer, und es müssen deshalb auch mehr Steine in eine Schicht kommen oder die Mauer muß stärker werden.

In dem §. 109 sind bereits einige Regeln zur Bestimmung der Stärke der Trockenmauern angegeben und es bleibt hier nur noch zu bemerken, daß man nicht selten die mittlere Stärke der halben Höhe gleich macht.

Die Trockenmauern erhalten gewöhnlich an ihrer Vorderfläche einen starken Anzug oder eine Krümmung, und auf der Rückseite einige Abstufungen. Dabei ist es der Sache ganz angemessen, wenn die Lagerfugen normal auf die Vorderfläche gerichtet werden; auch der Boden, worauf die Mauer zu stehen kommt, wird mit einer Neigung nach hinten geebnet, und falls er einen Abhang bildet, gehörig abgetreppt, damit die Hinterfüllungserde weniger Druck ausübt. Bei Straßen- oder Eisenbahnbauten im Thonschiefer-Gebirge trifft es sich öfters, daß die Hinterfüllung aus lagerhaftem Steinmaterial gebildet wird; hier wird man solches regelmäßig in Schichten aufsetzen, die entweder horizontal oder bei hohen Dämmen muldenförmig sind, und erreicht dadurch den Vortheil, daß die Hinterfüllung selbst eine Art Trockenmauer darstellt, somit die eigentliche Mauer nur eine Verkleidung bildet und daher auch schwächer gemacht werden kann, etwa $1/6$ der Höhe. Eine Ausfüllung der Fugen ist bei einer Trockenmauer in jedem Falle zweckmäßig, und man wendet dazu am besten das Moos an. Durch dasselbe wird nicht nur jedem Stein ein gutes Lager gegeben und somit der Druck gleichmäßiger vertheilt, sondern es werden auch die äußern Fugen geschlossen. Bei Mauern, die abwechselnd

naß und trocken werden, erhält sich das Moos mehrere Jahre hindurch unverändert und begünstigt das Ansetzen von schlammiger Erde, wodurch die Fugen sich nach und nach völlig schließen.

Zuweilen werden die Trockenmauern förmlich auf eine zu haltende Erdböschung aufgelegt, um einen festen Fuß der letztern zu bilden. Die einzelnen Steine werden hier ebenfalls normal auf die Böschungsfläche lagenweise übereinander gelegt und die Fugen gewöhnlich mit Sand oder Kies ausgefüllt. Ist der Zweck der Mauer mehr, die Erdböschung gegen Unterspülung oder Auswaschung zu sichern, als sie zu stützen, so bildet sie eine Abpflasterung, bei welcher hauptsächlich darauf zu achten ist, daß die Steine nicht auf dem natürlichen Grunde oder auf feinem Kiese ruhen, sondern auf einer dünnen Lage kleinerer Steine, die sich bei dieser Arbeit schon dadurch ergeben, daß man die Pflastersteine mit dem Hammer etwas behauen muß, um sie fester aneinander anschließend zu machen. Das Ausfüllen der Fugen mit Moos darf hier nicht umgangen werden, falls man nicht vorzieht, wie dieß in neuerer Zeit im Straßenbau öfters vorzukommen pflegte, die äußern Fugen mit hydraulischem Mörtel zu verstreichen. Damit die Steine sich recht fest gegen die Hinterfüllung anschließen, werden sie mit einer Handramme satt an dieselbe angerammt.

Ein besonderer Vortheil der Trockenmauern ist der, daß sie das in die Hinterfüllungserde eingedrungene Regen- oder Quellwasser überall leicht durchlassen, indem sämmtliche Fugen für diesen Zweck hinlänglich geöffnet bleiben. Nur in dem Falle, wenn größere Quellen zum Vorschein kommen, ist es nöthig, in der Mauer einige Kanäle anzubringen oder selbst kleine überdeckte Dohlen unter der Hinterfüllungserde zu bilden, in welchen der Quell nach der Mauer fließen kann.

Bei hohen Aufdämmungen mittelst Stützmauern kommt es zuweilen vor, daß die Trockenmauer mit der Mörtelmauer gemeinschaftlich Anwendung findet. Die großartigsten Bauten dieser Art sieht man auf der bayrisch-sächsischen Eisenbahn zwischen Neuenmarkt und Marktschorgast. Die Bahndämme haben daselbst eine Höhe von 30 bis 33 Mtr. und eine Dammkrone von 9·6 Mtr. Von der Kante dieser Dammkrone abwärts stehen die Stützmauern so, daß sie nach einem Kreisbogen von 42 Mtr. Radius, dessen Mittelpunkt 9·9 Mtr. höher als die Bahnplanie liegt, gebildet sind, und in der Art, daß sich die Fläche derselben immer mehr erweitert, je näher dieselbe dem natürlichen Terrain kommt. Bei einer senkrechten Höhe von 19·5 Mtr. unterhalb der Bahnplanie geht der Kreisbogen in eine Tangente oder in eine einmalige Böschung über, mit welcher sich die Stützmauer bis in den Boden fortsetzt. Die Stützmauern sind aus zweierlei Mauerwerk erbaut. Der Hauptkörper derselben ist ein Trockenmauerwerk, wozu die Steine des nahen Felsen-Ausbruches der Einschnitte verwendet worden sind. Dieses Trockenmauerwerk ist an der Außenseite verkleidet mit Glimmerschiefersteinen, die auf eine Dicke von 1·2 — 1·5 Mtr. in Mörtel versetzt sind. Dieses Glimmerschiefermauerwerk ist cyklopenartig aus großen Glimmerschieferblöcken ausgeführt. Die Stützmauern sind, in ihrer ganzen Dicke gemessen, Mörtel- und Trockenmauer, zusammengenommen, an der Dammkrone 2·1 Mtr. dick, verstärken sich aber abwärts immer mehr, so daß bei einer Höhe von 30 Mtr. die Dicke

der Mauer am Boden 12 Mtr. beträgt. Die Schichtung der Mauersteine ist senkrecht auf die concave Außenseite derselben. Die Fundation ist mit Mörtelmauerwerk hergestellt. Häufig angebrachte Sickerbohlen, welche durch das ganze Mauerwerk hindurch bis an die Außenseite der Stützmauer gehen, bewirken die Entwässerung des ganzen Dammkörpers zwischen dem Stützmauerwerk. Der Dammkörper besteht nicht aus Erde, sondern aus Steinschotter.

§. 114.
Bohlwerke.

Die Bohlwerke sind Holzwände, welche den gleichen Zweck wie die Mauern haben, nämlich:

a) das Ufer eines Stromes oder See's zu bilden;

b) ein höheres Terrain gegen ein niedriger liegendes zu begränzen.

Als Uferbekleidungen haben die Bohlwerke folgende Vor- und Nachtheile gegen die Ufermauern.

Die Vortheile sind:

1) Daß sie, insbesondere bei niedrigen Holzpreisen, bedeutend weniger Kosten verursachen, zumal wenn vor der Wand eine größere Wassertiefe und eine starke Strömung stattfindet.

2) Daß ihre Ausführung im Allgemeinen leichter, insbesondere ohne Abdämmung des Wassers und ohne Trockenlegung der Baugrube bewerkstelligt werden kann.

3) Daß sie sich besser für das Anlegen der Schiffe eignen.

Die Nachtheile sind:

1) Daß ihre Dauer höchstens 20 bis 25 Jahre ist.

2) Daß bei jeder Reparatur die hinter der Wand liegende Straße aufgegraben werden muß, und schon vorher bei eintretender Beschädigung des Bohlwerks Einsenkungen sich zeigen, so daß die Erhaltung eines guten Steinpflasters oder eines Trottoirs sehr schwierig und kostspielig ist.

3) Daß die etwa an dem Ufer stehenden Gebäude bei den oft wiederkehrenden Reparaturen der Bohlwerke wegen den Erschütterungen bei den Rammarbeiten sehr gefährdet sind.

Als Begränzung für ein höheres Gelände gegen ein niedriger liegendes haben die Bohlwerke gegen die Mauern hauptsächlich den Nachtheil, daß sie eine viel geringere Dauer zeigen und häufige Reparaturen erfordern.

Bei den Bohlwerken, welche an den Ufern der Flüsse und anderer Wasserflächen ausgeführt werden, unterscheidet man folgende Haupttheile: die Bohlwerkspfähle, die Holme, die Verschalung oder Bohlenwand, die Spundwand, die Erdanker und Ankerpfähle.

Die Bohlwerkspfähle sind am meisten der Fäulniß ausgesetzt, wenn sie nicht etwa unter Wasser abgeschnitten werden. Man wählt daher eine Holzart, welche einigermaßen der Abwechselung von Nässe und Trockenheit widersteht; am besten eignet sich für kleinere Pfähle das Eichenholz, für Pfähle von bedeutender Länge aber das Kiefernholz.

Die Tiefe, auf welche die Bohlwerkspfähle eingerammt werden müssen, hängt von der Beschaffenheit des Bodens ab. In weniger festem Grunde werden sie auf ihre halbe Länge eingerammt.

Die Stärke der Pfähle wird wenigstens zum Theil durch den Seitendruck der Erde bedingt, dem sie widerstehen müssen. Der Pfahlquerschnitt muß aber deshalb eine gewisse Vergrößerung erhalten, weil derselbe durch die Fäulniß von Jahr zu Jahr wieder kleiner wird, es ist daher die Stärke selten geringer als 0·24 Mtr. im Quadrat. Die Pfähle sind meist rund gelassen und nur auf der Seite, wo die Wand anliegt, beschlagen; sie werden mit ihrem Wipfelende in den Boden eingerammt.

Die Entfernung der einzelnen Pfähle von einander richtet sich nach der Stärke der Bohlenwand; letztere ist gewöhnlich 0·075 bis 0·12 Mtr. stark, daher erstere von Mitte zu Mitte der Pfähle gemessen 1·2 bis 1·4 Mtr.

Um die Bohlwerkspfähle untereinander zu verbinden, versieht man sie gewöhnlich mit einem Holme, worin sie verzapft und mit Holznägeln befestigt werden. Diese Verbindung ist keineswegs als besonders fest anzusehen, und man muß daher in allen Fällen, wo ein Herabwerfen des Holmes, etwa durch das Anstoßen von Schiffen, zu besorgen steht, denselben noch durch eiserne Bänder zu halten suchen.

Da wo 2 Holme zusammenstoßen, ist eine Ueberblattung, die jedesmal auf die Mitte eines Pfahles fallen muß. Zur Herstellung einer innigern Verbindung sind noch eiserne Schienen mit starken Nägeln oder Klammern angebracht. Fig. 169 und 169a Taf. VIII.

Gegen die Pfahlwand lehnt sich die Verschalung. Sie besteht aus 0·075 bis 0·12 Mtr. starken Bohlen, die horizontal übereinander liegend mittelst eisernen Nägeln gegen die Pfähle befestigt sind. Zu diesem Behufe müssen die Pfähle jedenfalls an der innern Seite nach der Schnur beschlagen werden. Da nun die Bohlwerke ohne Fangdämme erbaut werden, so läßt sich die Verschalung nur bis zum Wasserspiegel fortsetzen, von hier an müssen die Felder zwischen den Pfählen durch Spundwände geschlossen werden.

Bei geringer Wassertiefe und unbedeutender Strömung besteht die Spundwand aus horizontal übereinander liegenden Bohlen, die mittelst aufgenagelten Leisten zu einzelnen Tafeln verbunden und fachweise eingesetzt werden. Zu diesem Behufe baggert man an der innern Seite der Pfahlwand einen Graben aus, der so tief sein muß, als möglicher Weise die Auskolkungen neben dem Bohlwerke sich erstrecken können. Sind die Tafeln eingesetzt, so füllt man den Graben von beiden Seiten wieder aus und führt den übrigen Theil der Bohlwand in beschriebener Weise bis zur vollen Höhe herauf. Man sieht diese Anordnung in den Fig. 167 und 168.

Bei größerer Wassertiefe vor dem Bohlwerke, oder auch bei heftiger Strömung, werden die Bohlen der Spundwand vertical dicht nebeneinander eingerammt. Fig. 169.

Zur Erzielung eines festeren Schlusses der Bohlen oder einer möglichst dichten Wand erhalten diese Spunden Nuth und Feder. Fig. 170 und 171.

Zur Hinterfüllung der Bohlwerke eignet sich am Besten eine feste Thonerde oder ein gut bindender Lehm, auch reiner Kiessand mit Thon vermengt, ist nicht unzweckmäßig. Dagegen sind Erdarten, welche vegetabilische und animalische Stoffe enthalten, sehr nachtheilig; wo sie mit der Wand in Berührung kommen, bildet sich leicht der Schwamm aus, welcher alsdann die Zerstörung alles Holzes, sofern es über dem Wasser liegt, außerordentlich beschleunigt.

Ist das Bohlwerk einem heftigen Wellenschlage ausgesetzt, so wird auf eine gewisse Höhe, statt der Hinterfüllungserde, eine Anzahl Kiesfaschinen eingeworfen, oder auch eine regelmäßige Verpackung von Steinen angewendet, welch' letztere mit einer dichten Bohlenwand zu überdecken ist, worauf die gewöhnliche Füllerde zu liegen kommt.

Die Fig. 172 und 172a zeigen ein in Dünnkirchen ausgeführtes Bohlwerk, wobei Faschinen in Anwendung kamen. Hinter der Bohlenwand befindet sich eine bis nach oben reichende Lettenwand von etwa 2 Mtr. Stärke, welche den Vortheil hat, daß sich keine größeren Hohlräume im Innern der Wand gestalten, indem die Strömung durch die horizontalen Fugen den Letten weniger angreift, wie jede andere Erdart.

Man sollte in allen Fällen bei der Anlage von Bohlwerken, wo zur Hinterfüllung nicht hinreichend gutes Material vorhanden ist, hinter die Bohlenwand eine Lettenmauer bringen, deren Stärke jedoch mindestens 0·6 bis 0·9 Mtr. betragen muß. Wenn die Bohlwerkspfähle auf 2·4 Mtr. Länge oder darüber frei stehen, oder wenn der Boden, in dem sie stecken, besonders lose ist, so können sie leicht durch den Druck der Hinterfüllungserde herausgedrängt oder gebogen werden: man muß sie alsdann durch Erdanker festhalten. Fig. 167 bis 174.

Ist das Bohlwerk durch eine aufgesetzte Wand gebildet, so dürfen die Erdanker auch bei einer geringern Höhe des Bohlwerks nicht fehlen. Figur 170.

Daß bei allen Verankerungen die Ankerpfähle in dem gewachsenen Boden unter der Linie der natürlichen Böschung feststecken müssen, ist für sich klar.

Was die Höhe betrifft, in welcher die Verankerung angebracht werden muß, so hängt diese von verschiedenen Umständen ab. Der Zug an dem Erdanker ist um so geringer, je höher derselbe den Bohlwerkspfahl faßt, und hiernach wäre es vortheilhaft, ihn möglichst hoch zu legen, doch so, daß er immer noch mit Erde überdeckt bleibt; andererseits wäre es aber auch der Erhaltung des Holzes wegen zweckgemäß, den Ankerbalken unter das niederste Wasser oder wenigstens in das stets nasse Erdreich herabzusetzen, wie dieß bei dem Bohlwerke im Pillauer Hafen, dessen Construction aus den Fig. 171, 171a, 171b deutlich hervorgeht, der Fall ist. Die letztere Rücksicht ist mit wenig Ausnahmen die wichtigste, denn sobald die Ankerbalken zu faulen anfangen, hört die ganze Wirksamkeit der Verankerung auf, die Wand gibt dem Erddruck nach und nimmt eine nach vorn geneigte Stellung an. Es ist somit die Höhe der Verankerung hauptsächlich von dem Stande des Niederwassers abhängig; man wird nur in solchen Fällen, wo dieses zu nieder ist, die erstere Rücksicht, wornach der Anker möglichst hoch liegen soll, vorwalten lassen.

Erreicht das Bohlwerk eine Höhe von 4·5 bis 6 Mtr., so werden 2 Erd-

anker angebracht, der eine wo möglich gleich über dem Niederwasser, der andere möglichst hoch. Fig. 172, 173, 174.

Die Befestigung der Ankerbalken an die Bohlwerkspfähle ist verschieden. Fig. 169, 170, 171, 172. Der Anker faßt entweder einen einzelnen Bohlwerkspfahl, oder einen Balken, der als Zange vor allen Pfählen vorbei geht und an jeden einzelnen angebolzt ist; Fig. 170. Häufig faßt er beide Hölzer zugleich, wie in Fig. 173, was wohl das Beste sein möchte.

Die Befestigung der Ankerbalken an die Ankerpfähle ist aus den Zeichnungen 170—174 ersichtlich.

Nachdem die Haupttheile eines Bohlwerkes beschrieben sind, sollen noch einige außergewöhnliche Constructionen Erwähnung finden.

In Holland pflegt man häufig die Bohlwerkspfähle unter dem Niederwasser abzuschneiden und die eigentliche Wand aufzusetzen. Die Fig. 170, welche ein in Utrecht ausgeführtes Bohlwerk darstellt, zeigt eine Construction der Art, die als sehr zweckmäßig erscheint, indem schadhaft gewordene Theile der Wand leicht durch neue ersetzt werden können.

In Gegenden, wo die Holzpreise nieder sind, pflegt man Bohlwerke, die keine große Höhe haben, nur aus übereinandergelegten Balken auszuführen, welche ohne eigentliche Bohlwerkspfähle allein durch zahlreiche Anker gehalten werden. Diese Construction ist nahe dieselbe, welche bei den sogenannten Senkkasten, die man ebensowohl bei Seeufer- und Hafenbauten, wie auch als Regulirungswerke für Gebirgsflüsse anwendet. Der unterste Balken der Wand ist auf eine Pfahlreihe verzapft und mit hölzernen Nägeln befestigt. Hinter dieser Pfahlwand werden Faschinen eingeworfen.

Die einzelnen Balken sind stumpf gestoßen und liegen stumpf übereinander; sie werden gegeneinander mit Bolzen befestigt. Die Erdanker, welche mit ihren Köpfen schwalbenschwanzförmig zwischen die Balken greifen, sind hinten auf einen gemeinschaftlichen, durch eingerammte Pfähle gehaltenen Riegel aufgekämmt. Der Abstand der Anker beträgt 3 bis 3·5 Mtr.

Bildet ein solcher Bau den Anlandeplatz für Schiffe, so pflegt man noch in Abständen von 3·5 Mtr. einzelne schräge Pfähle, Kopfpfähle, davor einzurammen. Diese Kopfpfähle werden auch bei höhern Bohlwerken angebracht, um solche vor Stößen durch Schiffe und Eisblöcke zu schützen.

Außer den hölzernen Uferwänden hat man auch in England, wo die Eisenpreise niedriger sind, eiserne in Ausführung gebracht. Ein in den Jahren 1833 bis 1834 in der ostindischen Docke bei Blackwall erbautes eisernes Bohlwerk hat folgende Construction: eine Reihe von hölzernen Pfählen mit davor angeschraubten Zangen bildet die Lehre, gegen welche die gußeisernen Bohlwerks- und Spundpfähle gerammt wurden. Die Bohlwerkspfähle stehen in einem Abstande von 2·2 Mtr. auseinander und haben einen u-förmigen Querschnitt; zwischen je zweien derselben befinden sich 5 Spundpfähle. In den Kopf der Bohlwerkspfähle greift mittelst eines Zapfens eine Verlängerung derselben ein, wodurch sie bis zur Uferhöhe fortgesetzt werden. Drei schmiedeiserne Zuganker führen von jedem Bohlwerkspfahl nach einem dahinter eingerammten hölzernen Ankerpfahle und sind hier

mit Schraubenmuttern befestigt. Der Zwischenraum zwischen je 2 Bohlwerkspfählen über der Spundwand ist durch gußeiserne Platten geschlossen, welche sich gegenseitig durch vorstehende Ränder überdecken. Die obern Platten sind hin und wieder mit großen Ringen zum Befestigen der Schiffe versehen. Diese Ringe werden indeß durch besondere Zuganker gehalten und wo sie vorkommen, ist die betreffende Platte in ihrer vordern Fläche vertieft gegossen, damit die Ringe nicht vortreten. Der Raum hinter der Wand ist mit Béton ausgegossen, wodurch sich eigentlich eine massive Mauer bildet, für welche die beschriebene Eisenconstruction nur die Verkleidung bildet.

Was nun die Construction derjenigen Bohlwerke anbelangt, welche ein höheres Terrain gegen ein niedriger liegendes begränzen, so können zwei Fälle eintreten: entweder ist vor dem Bohlwerke ein freier Raum zur Construction vorhanden, alsdann sind die Bohlwerkspfähle gegen Streben zu stützen, wie die Fig. 175 und 177 andeuten; oder es ist kein Raum vorhanden, dann werden die einzelnen Bohlwerkspfähle durch Erdanker und durchlaufende Zangen, wohl auch durch Zugstreben gehalten, wie dieß aus den Fig. 176 und 178 ersichtlich ist.

Im Allgemeinen sind die Bohlwerke nur als provisorische Bauten zu betrachten und werden gewöhnlich nur vor solchen Ufern erbaut, wo entweder das Anlegen von Schiffen, oder der hohe Werth des Bodens die Darstellung flacher Böschungen verbietet. Auch in Gebirgsgegenden, wo die Holzpreise sehr nieder sind, kommt es vor, daß auf lange Strecken die Ufer mit Bohlwerken eingefaßt werden, um sie dem Angriffe des Stromes zu entziehen.*)

*) Näheres hierüber: Hagen, Wasserbau, 2. Theil. 1844.



Sechster Abschnitt.

Gründungen.

Sechster Abschnitt.

Gründungen.



Gründungen.

§. 115.

Allgemeine Anordnung der Gründungen auf verschiedenen Boden, im Trocknen und unter Wasser.

Zur vollkommenen Sicherung der Festigkeit und Dauer eines Gebäudes ist es nicht allein genügend, dasselbe aus guten Materialien in durchaus richtigen Dimensionen auszuführen, sondern es muß hauptsächlich auch gut gegründet sein, d. i. auf einer festen unverrückbaren Unterlage ruhen, also eine feste Basis oder ein gutes Fundament haben.

Die allgemeine Anordnung der Fundamentirung hängt größtentheils von der Natur des Bodens ab, auf welchen das Gebäude gestellt werden soll. Man unterscheidet gewöhnlich drei verschiedne Arten von Boden in Beziehung auf ihre gute oder schlechte Beschaffenheit, um darauf ein Fundament zu setzen.

Die erste Klasse begreift die festen Bodenarten, nämlich: die Felsen jeder Art, Tuff, steiniges Erdreich; dieselben sind unzusammenpreßbar und widerstehen dem Zudrange des Wassers. Die zweite Klasse begreift die kiesigen und sandigen Erdarten; sie sind unzusammenpreßbar, wenn sie eingefaßt sind, widerstehen aber dem Zudrange des Wassers nicht.

Endlich die dritte Klasse begreift die erdigen Bodenarten jeder Art in sich; von der Pflanzenerde bis zum nassen Thon- und Sumpfboden, die torfhaltigen Erden und alle jene, welche einer Zusammenpressung fähig sind und dem Zudrange des Wassers nicht widerstehen.

Die erste Klasse bietet das günstigste Erdreich dar, um darauf ein gutes Fundament zu legen.

Mittelst Einschließungen, welche das Fundament umgeben, seien es Steinwürfe, Pfahlreihen oder Spundwände, können die Erdarten, welche die zweite Klasse begreift, die Basis eines Gebäudes ohne allen Nachtheil aufnehmen.

Was die dritte Klasse betrifft, so schließt diese die als schlecht bekannten Erdarten ein, die zugleich die größten Schwierigkeiten darbieten, sowohl um sie zu befestigen, als auch um auf der ganzen Grundfläche des Fundaments eine

gleichförmige Zusammenpressung zu erlangen, welche die Stabilität des Gebäudes sichert *).

Um daher in jedem vorkommenden Falle unter den verschiedenen Fundirungsarten die zweckmäßigste zu wählen, ist vor Allem eine genaue Kenntniß des Bodens erforderlich.

Die Untersuchung des Bodens geschieht entweder durch das Abteufen von Schächten, Aufgraben von Brunnen, oder vor Allem aber durch das Herabtreiben enger Bohrlöcher, wie zur Darstellung artesischer Brunnen, indem man dadurch aus großer Tiefe Proben von der Erdart herausbringen kann.

Man wird indeß selten zu größern Tiefen als 15 Mtr. herabgehen müssen, wenn es sich nur um die Untersuchung der Tragfähigkeit eines Bodens handelt.

Wie sicher übrigens diese Mittel indessen zur genauen Untersuchung des Bodens sein mögen, so lassen sie doch noch Zweifel über die Dichtigkeit der Ablagerung übrig, indem selbst sehr festgelagerter Sand, sobald ihn Wasseradern von unten nach oben durchziehen, seine Festigkeit sogleich verliert, und er sich in Trieb-

---

*) Accum unterscheidet folgende Arten des Baugrundes:

Steingrund nennt man einen Boden, der aus einer zusammenhängenden Masse von Stein besteht; wenn ein solcher Grund 12 bis 15 Fuß mächtig und durchaus gleichartig ist, so ist er zum Bauen tauglich.

Kies- oder Sandgrund. Kann man sich überzeugen, daß ein kies- oder sandiges Erdreich 12 bis 18 Fuß Mächtigkeit hat, daß es vom zufälligen Steigen oder Fallen des Horizontalwassers keine Veränderung erleidet und eine beträchtliche Ausdehnung über die Nachbarschaft der Baustelle hat, so kann man ein Gebäude sicher darauf errichten, vorzüglich wenn der Sand von der Art ist, daß die Seitenwände der ausgegrabenen Baustelle sich vertical erhalten.

Trieb- oder Flugsand ist im Gegentheil als Baugrund sehr unsicher. Er erfordert die Anlegung eines künstlichen Grundes.

Thon-, Lehm- oder Lettengrund. Wenn das Lager des Thons wenigstens 8 bis 10 Fuß dick ist, wenn es nicht vom Wasser durchdrungen wird und immer trocken bleibt, so ist es ein zuverlässiger Baugrund.

Garten- oder Ackergrund. Jedes Erdreich, welches durch eine künstliche Bearbeitung bereits durchwühlt ist, ist als Baugrund untauglich. Eine solche Baustelle muß so tief ausgegraben werden, bis man auf den natürlichen, festen Boden kommt. Leichte Gebäude errichtet der Architekt oft auf einem Erdreich, das aus Acker- oder Gartenerde besteht, aber in solchen Fällen macht er die Basis der Grundmauern verhältnißmäßig größer, als er widrigenfalls thun würde. Durch Erweiterung der Grundfläche des Fundaments eines Gebäudes wird überhaupt in der Baukunst oft ein schlechter Grund mit Vortheil benutzt.

Ein gemischtes natürliches Erdreich, das aus Trümmern anderer Gebirgssteine und Erdarten zusammengesetzt ist, kann, wenn es 10 bis 12 Fuß Mächtigkeit und eine beträchtliche Ausdehnung hat, als Baugrund benutzt werden.

Unter den gewöhnlichen Umständen findet man in der Regel im natürlichen gemischten Erdreiche jeder Art eine feste Erdschichtung von beträchtlicher Mächtigkeit, wenn man darnach gräbt. Es ist jedoch nöthig, immer etwas tiefer zu graben, um sich zu überzeugen, ob der Grund auch in der That fest ist in der Tiefe.

Aufgeschütteter Baugrund, welcher aus Schutt besteht, ist als Baugrund ebenfalls untauglich. Er muß so tief ausgegraben werden, bis man auf den natürlichen festen Boden kommt.

Torf-, Morast-, Schlamm- oder Wassergrund erfordern die Anlegung eines künstlichen Grundes.

und verwandelt; will man also durch unmittelbares Aufgraben den Baugrund untersuchen, und geht man dabei bis unter das Horizontalwasser, so daß ein kräftiges Wasserschöpfen nöthig wird, wobei die Zuflüsse von unten ziemlich stark werden, so verwandelt sich der festeste Sand in Triebsand; man würde aber irren, wenn man annehmen wollte, daß dieser schon ursprünglich daselbst gelegen hätte, er wird vielmehr nur durch das Wasserschöpfen gebildet; ebenso lockert sich auch beim Bohren der Sand auf, die thonhaltigen Erden werden weniger vom Wasser durchzogen, woher die mit dem Spaten oder Bohrer herausgebrachten Proben derselben immer weit sicherer auf die Festigkeit der Schichten schließen lassen.

Um sich bei dem Sande über dessen Ablagerung ein sicheres Urtheil zu bilden, pflegt man gewöhnlich eine eiserne Stange oder ein sogenanntes Sondireisen anzuwenden. Dieses ist je nach seiner Länge 3 bis 4½ Centimeter stark, unten einfach zugespitzt und oben mit einem breiten Knopfe versehen; es hat einige Seitenvertiefungen, in denen sich das Material festsetzt.

Mit einem einzigen Versuch kann man mit diesem Sondireisen Erdproben aus verschiedenen Tiefen herausbringen und zugleich durch das leichtere oder schwerere Eindringen der Stange ein ziemlich sicheres Urtheil über die Festigkeit des Bodens gewinnen.

Ist der Boden so beschaffen, daß auf seine Oberfläche große Lasten mit Sicherheit gebracht werden können, so hat man immer noch zu besorgen, daß derselbe, so lange er dem Einflusse der Witterung ausgesetzt bleibt, seine Tragfähigkeit nach und nach verlieren kann; denn selbst dichtes Gestein wird von der Luft, dem Regen und dem Froste gewöhnlich noch angegriffen.

Es ist daher Regel, daß jeder Bau wenigstens in derjenigen Tiefe unter der umgebenden Erdoberfläche fundirt werden muß, wo die Nässe und der Frost nicht mehr nachtheilig einwirken.

Dieß ist also auch beim Felsboden zu beachten.

Es trifft sich zuweilen, daß der Felsboden nicht diejenige Festigkeit und Tragfähigkeit hat, die man im Allgemeinen vorauszusetzen pflegt.

Sehr gefährlich wirkt bei manchen Felsarten die Verwitterung; auch kann eine heftige Wasserströmung den Felsen angreifen und nach und nach Theile desselben lösen, wodurch die Fundamente gefährdet werden.

Auch zeigt es sich zuweilen, daß der Felsboden nicht sicher unterstützt ist; ferner kann es geschehen, daß die Felsmasse, die man für gewachsenen Boden hält, nur aus einem losen Geschiebe besteht. Besonders ist dieser Fall denkbar bei Fundamentirungen unter Wasser.

Ferner muß man auch darauf Rücksicht nehmen, ob vielleicht durch bergmännische Arbeiten der Boden seine natürliche Festigkeit verloren hat.

Endlich ist bei dem Felsboden zu bemerken, daß derselbe, ganz abgesehen von den vulkanischen Einwirkungen, auch durch eine weit allgemeinere natürliche Veranlassung in Bewegung gesetzt werden kann. Besonders in den geschichteten Gebirgen, wo das Wasser bei einer geneigten Lage der Schichten leicht die Fugen und Spalten durchdringt, und häufig von dem Gesteine einzelne Theilchen nach und

nach löst, wodurch die Bewegung noch mehr erleichtert wird. — Einsturz einer Kuppe des Roßbergs in der Schweiz, 1806. —

Die Ablösung von Felsenmassen kann auch noch durch künstliche Anlagen herbeigeführt werden, insbesondere durch tiefe Einschnitte in Thonschiefer.

Besteht durchaus keine Besorgniß in Bezug auf die sichere Lage des Felsbodens, worauf man einen Bau gründen will, so wird zunächst die Oberfläche geebnet und zwar in der Regel normal auf die Richtung des zusammengesetzten Druckes. Sind größere Spalten und Risse vorhanden, so werden diese mit Béton ausgegossen.

Bei einem abhängigen Felsen wird eine Abtreppung vorgenommen.

Nicht nur Felsen, sondern auch Kies, gröbere Steingerölle, Sand, Lehm und fester reiner Thon sind im Stande, die schwersten Gebäude mit Sicherheit zu tragen. Im Allgemeinen gilt bei diesen Bodenarten, insbesondere bei dem reinen Sande, der Erfahrungssatz, daß die Tragkraft mit der Tiefe zunimmt, und zwar die Last, welche eine gewisse Grundfläche tragen kann, dem Quadrate der Tiefe der Einsenkung proportional ist. Schon aus diesem Grunde wird es immer zweckmäßig sein, das Fundament in eine gewisse Tiefe unter die natürliche Oberfläche des Bodens zu legen. Da indeß eine zu tiefe Ausgrabung manche Nachtheile nach sich zieht, so wird hier gewöhnlich die Gründung damit begonnen, daß man eine hinlänglich weite und so tiefe Baugrube darstellt, daß die Basis des Baues auf den festen, von Nässe und Frost verschont gebliebenen Boden zu liegen kommt.

Eine Tiefe von 1·4 bis 1·8 Mtr. ist in der Regel dazu hinreichend.

Wird die Gründung unter Wasser ausgeführt, so muß ein etwaiger Angriff des Fundaments von der Seite her verhindert werden, damit keine Untergrabung desselben stattfinden kann.

Die obengenannten Erdarten haben aber nur dann die Eigenschaften eines guten Baugrundes, wenn sie eine hinreichende Mächtigkeit besitzen und nicht auf andern lockern Erdarten ruhen.

Hat der Kies eine Mächtigkeit von 3 bis 6 Mtr., so kann man leichtere und schwerere Gebäude mit aller Sicherheit darauf bauen*).

In Fällen, wo die Fundirung in Kiesboden so tief vorgenommen werden muß, daß die Basis des Baues unter das Grundwasser zu liegen kommt, wird durch allzu starkes Wasserausschöpfen eine Auflockerung des Grundes verursacht, weshalb es vorzuziehen ist, die Vertiefung weniger weit fortzusetzen und als Unterlage für die Fundamentschichten eine Bétonlage zu versenken.

Gegen einen Angriff des Bodens von der Seite her, etwa durch heftige Wasserströmung, sind entweder wasserdichte Spundwände anzuwenden, oder auch förmliche Béton-Mauern zu bilden, die in eine hinreichende Tiefe unter die Oberfläche des Bodens greifen.

Was hier von dem Kiesboden bemerkt wurde, gilt auch für die andern oben erwähnten Erdarten. Insbesondere beim Sande aber ist jedwede Strömung, die

---

*) Hagen, Wasserbau, 1. Theil, S. 454.

sich durch ihn hindurchziehen oder ihn berühren könnte, abzuhalten, da seine Körnchen nicht aneinander haften und daher leicht einer jeden Wasserader folgen.

Im Trocknen ist der Sand ein sehr guter Boden zum Fundamentiren, sobald er nur die hinreichende Mächtigkeit besitzt, denn die einzelnen Körnchen des Sandes äußern eine so starke Reibung gegeneinander, daß sie nur schwer aus ihrer Lage zu bringen sind, und folglich auch einen verschiedenartigen Druck vertragen und unter sich ausgleichen. Dieß gibt einer Sandlage die Eigenschaft, den Druck auf eine größere Fläche zu vertheilen, wenn man ihn da, wo er nicht vorhanden ist, als die unterste Schicht des Fundaments benützt.

Bei Ausführung der Gründungen im Sande oder im Thonboden kann es vorkommen, daß die Tiefe, bis zu der man hinabgehen muß, um die Mauern mit Sicherheit aufzuführen, so groß wird, daß theils die Kosten für die Erdarbeiten und Fundamentmauern zu bedeutend ausfallen, theils aber auch ein zu starker Wasserzudrang zu befürchten ist. Hier ist zunächst zu erwägen, daß durch die Vergrößerung der Fundamentfläche auch die Tragfähigkeit des Bodens in einem gewissen Verhältnisse zunimmt; denn je größer die tragende Fläche ist, destomehr Erd- oder Sandtheile müssen verdrängt werden. Bei jedem Boden, der daher nicht die Eigenschaften der Flüssigkeit zeigt, ist die Vergrößerung der Fundamentfläche durch Absätze oder Bankette an dem Mauerwerk das einfachste Mittel, die Nachtheile, welche durch eine größere Vertiefung der Baugrube verursacht werden, entweder ganz oder doch theilweise zu beseitigen. Die Vertheilung der Last auf die ganze Fundamentfläche geschieht indeß auch durch einen liegenden Rost oder durch eine Bétonlage.

Was den Thonboden betrifft, so ist dieser nur dann ein guter Baugrund, wenn er ziemlich ausgetrocknet ist, denn alsdann widersteht er einem starken Drucke, und hat dabei die gute Eigenschaft, daß er die Quellen nicht durchläßt oder überhaupt dem Eindringen des Wassers sehr gut widersteht, insbesondere wenn er gegen eine dichte Wand festgeschlagen ist.

Die Tragkraft dieses Thonbodens wird wesentlich vermehrt, wenn man ihn durch Einrammen von kleinen Bruchsteinen oder auch von sogenannten Füllpfählen comprimirt.

Ein sehr gefährlicher Baugrund dagegen ist stark durchnäßter Thonboden, sowohl seine Tragfähigkeit als sein Widerstand gegen das Eindringen des Wassers ist sehr geringe.

Trifft es sich, daß dieser oder ein anderer schlechter Baugrund sich auf 3, 6 bis 9 Mtr. Tiefe erstreckt und hier auf einer festern Schicht gelagert ist, so kann man die Last des Mauerwerks durch eingerammte Pfähle auf den festen Untergrund übertragen, was durch einen sogenannten Pfahlrost geschieht.

Der Pfahlrost wird indeß auch angewendet, wenn der Boden auf sehr bedeutende Tiefe eine geringe Festigkeit hat. In diesem Falle erreicht man denselben Zweck, der durch eine Tieferlegung des Fundaments erlangt werden soll; man vertheilt nämlich den Druck auf die sämmtlichen von den Pfählen durchbrungenen Schichten und comprimirt den umgebenden Boden.

Sowohl bei dem liegenden Rost wie bei dem Pfahlrost hat man darauf zu achten, daß sämmtliches Holzwerk unter das niedrigste Wasser zu liegen kommt, weil bei abwechselnder Nässe und Trockenheit die Festigkeit desselben abnimmt.

Es ist daher bei Fundationen in Flüssen oder Bächen auf künftige Regulirungs-Arbeiten Rücksicht zu nehmen.

Um die Roste in die gehörige Tiefe unter das Grundwasser legen zu können, wird es nöthig, die Baugrube vom Wasser frei zu halten. Zu diesem Behufe umgibt man dieselbe mit wasserdichten Umfassungswänden oder sogenannten Fangdämmen, und schöpft das zudringende Wasser aus. Bei ziemlich reißenden und stark anschwellenden Flüssen und Bächen führt diese Fundirungsart oft bedeutende Schwierigkeiten herbei und verursacht enorme Kosten.

Aus diesem Grunde ist man schon seit vielen Jahren bemüht gewesen, andere Gründungsarten für derartige Fälle zu wählen, wobei man das Wasserschöpfen ganz oder wenigstens zum Theil entbehren kann.

Hauptsächlich sind es zwei Gründungs-Arten, die hier vorzukommen pflegen, die eine ist die Bétongründung, die andere die Gründung mit Senkkasten.

Bei der ersteren Gründung wird der an sich feste Boden durch Baggern und unter freiem Zutritte des Wassers bis zur nöthigen Tiefe ausgehoben und mit einer Bétonlage bedeckt. Ist der Béton erhärtet, so sind alle Quellen verstopft und es kann die Baugrube leicht trocken gelegt werden, besonders wenn man sich der Bétonfangdämme bedient. Dabei hat man die Vortheile, daß der Boden durch das Wasserschöpfen nicht gelockert wird, und die Bétonlagen einen Theil des Fundaments bilden. Ist eine Unterwaschung des Béton zu befürchten, so ist vor der Baggerung eine Spundwand einzuschlagen.

Was die Methode der Fundirung mit Senkkasten betrifft, so hat diese besonders bei Bauten in stark strömenden Flüssen in neuester Zeit häufig Anwendung gefunden und sich als sehr zweckmäßig erwiesen. Bei dieser Fundirung wird der Boden entweder durch ein Pfahlwerk oder mit einer Bétonlage befestigt und geebnet, alsdann wird ein wasserdichter Rost construirt, der als Boden für den Senkkasten dient; dieser Rost erhält ringsum ebenfalls wasserdichte hinlänglich hohe Seitenwände, welche die Stelle der Fangdämme vertreten; wird der Kasten auf das Wasser senkrecht über die Fundamentfläche gebracht, so kann das Mauerwerk darin bis auf eine gewisse Höhe ohne Schwierigkeit aufgeführt werden; ist endlich der Kasten mit dem darin versetzten Mauerwerke der Art in die Tiefe versenkt, daß er an allen Punkten der Basis gut aufsitzt, so ist die Fortsetzung des Mauerwerks bis über den Wasserspiegel, ohne daß ein starker Wasserzubrang eintritt, leicht zu bewerkstelligen. Bei nicht großer Tiefe, etwa 0·9 bis 1·5 Mtr. können die Seitenwände des Kastens ganz wegbleiben.

Bei sehr bedeutenden Wassertiefen sind weder Fangdämme noch Senkkasten zweckmäßig. Hier müssen entweder große Steinmassen zur Bildung eines förmlichen Steindammes, dessen Krone von dem Wasserspiegel nicht mehr sehr weit entfernt ist, versenkt werden, oder man ist genöthigt, das Mauerwerk auf den festen Untergrund unter dem Wasser aufzuführen. Letzteres geschieht

tweder, indem man alle Theile sorgfältig vorbereitet, sie alsdann so versenkt, ß sie unter Wasser leicht in die gehörige Verbindung gebracht werden können, er indem sich die Arbeiter in der Taucherglocke herablassen und an Ort und telle die versenkten Steine versetzen und verbinden, genau so, wie wenn sie über m Wasser sich befänden.

Noch einige außergewöhnliche Fundirungsarten, die bei schlechtem Baugrunde weilen mit Vortheil Anwendung finden, sollen in dem Folgenden erwähnt werden.

Wenn mit dem Thone zugleich unverweste organische Substanzen sich abgegert haben, so bildet sich, bei Hinzutritt von Wasser, ein eigentlicher Schlamm. i diesem Falle, der in den Niederungen zuweilen vorkommt, ließe sich ein schwerer au nur dadurch sicher fundiren, daß man ihn zum Theil in den Boden verikte, und indem man in Form von umgekehrten Gewölben eine zusammenngende Basis construirt, ihn förmlich schwimmend erhielte; das ganze Gewicht s Baues dürfte alsdann nicht größer sein, als die ausgegrabene Schlammmasse, : früher an seiner Stelle befindlich war. Diese Fundirung kann indeß nur für wisse Bauten, z. B. Schiffsschleusen, angewendet werden; bei größern Bauerken bleibt kein anderes Mittel übrig, als die Last auf die untern Erdschichten ittelst Pfählen zu übertragen.

Zuweilen tritt auch der Fall ein, daß eine Moor- oder Torferde auf einem ten Untergrund ruht. Ist der Boden ziemlich trocken, so genügt es, bei nicht schweren Bauten die Last mittelst Sandpfählen auf den festen Grund zu übergen. Zu dem Behufe werden eichene Pfähle eingerammt, aldann wieder auszogen und die Höhlungen mit reinem Sande ausgestampft. Auf sämmtliche andpfähle wird zur Vertheilung der Last eine Sandschicht gebracht.

Tritt bei dem Ausziehen der Pfähle viel Wasser in die Höhlungen, so wer- i dieselben nicht mit Sand, sondern mit Béton ausgefüllt, auch wird die Sandicht durch eine Bétonlage ersetzt.

Diese Fundirung mit Sand- oder Bétonpiloten hat sich nicht als besonders eckmäßig bewährt; sie eignet sich besser, jeoch mit einiger Abweichung, zur Aufhrung von Bahndämmen auf lockerem Boden.

Für sehr schwere Bauwerke, welche eine breite Basis haben, bleibt in solchen llen nichts übrig, als entweder ein Pfahlfundament oder die Aufführung nzelner Pfeiler, welche bis auf den festen Untergrund reichen und oben durch wölbe mit einander vereinigt sind, um so eine gemeinschaftliche Basis zu bilden.

Die Pfeiler-Aufstellung würde auch in allen den Fällen, wo eine mächtige, er lockere Erdablagerung auf einer ziemlich abhängigen Felsschicht ruht, für were Bauwerke mit ausgedehnter Basis die sicherste Fundirung sein.

Nur selten wird eine Gründung so fest sein, daß das Bauwerk gar keine nkung zeigt; es hat dieß im Allgemeinen auch keinen Nachtheil, wenn alle eile des Baues die gleiche Senkung annehmen. Da nun verschiedene Gründngen auch verschiedene Senkungen geben und dadurch Risse und Sprünge im auerwerk unvermeidlich sind, so ist es Regel, bei einem Bauwerke immer ein d dieselbe Gründung zu wählen. Eine Abweichung wird nur in den llen gestattet sein, wo verschiedenartige Bodenarten vorkommen.

Von den Constructionen und Arbeiten, welche bei den Gründungen vorkommen.

§. 116.

Rostpfähle oder Piloten.

Man unterscheidet zweierlei Arten von Rostpfählen: Grundpfähle und Langpfähle; Grundpfähle sind solche, die ganz im Boden stecken, Langpfähle dagegen solche, die mit einem Theil ihrer Länge über den Boden hervorragen.

Das Material, woraus die Pfähle bestehen, ist meist entweder Kiefern-, Buchen- oder Eichenholz; eine Hauptsache ist, daß der Stamm, den man verwenden will, recht gerade ist und die Fasern nicht gewunden sind. Obige Hölzer zeigen, wenn sie immer von Wasser bedeckt bleiben, eine sehr lange Dauer. Man hat noch ganz gesunde eichene Pfähle bei alten Wasserbauten vorgefunden, welche ein Alter von 900 Jahren hatten.

Was die Stärke der Rostpfähle betrifft, so ist diese hauptsächlich von ihrer Länge abhängig, doch wird ein Grundpfahl selten schwächer als 0·21 bis 0·24 Mtr.

Nach Perronet sollen Pfähle von 4·5 bis 5·4 Mtr. Länge eine mittlere Stärke von 0·3 Mtr. erhalten und letztere auf jede folgende 1·8 Mtr. um 0·06 Mtr. zunehmen; für lange Pfähle, die größtentheils im Boden stecken, genügt es, wenn immer auf jede 1·8 Mtr. 0·03 Mtr. zugegeben wird.

Uebrigens sind die Langpfähle, welche weit über den Boden hervorragen, auf Biegung und auf ihre rückwirkende Festigkeit in Berechnung zu ziehen.

Wird bei einem Grundpfahl nur eine Last von 20 Kil. per Quadratcentimeter gerechnet, so trägt derselbe bei einer Stärke von 20 Centimeter oder nahe 7 Zoll sicher eine Last von 25000 Kil. oder 50,000 Pfunden.

Die Pfähle müssen, ehe man sie einrammt, von ihrer Rinde befreit werden; ein kantiges Behauen derselben oder ein Ablösen des Splintes ist nicht nothwendig.

Sehr wichtig ist die Bestimmung der Länge der Pfähle; eine zu große Länge vermehrt unnöthigerweise die Kosten für den Ankauf des Holzes und für das Einrammen; eine zu geringe Länge dagegen erfordert die Aufpfropfung der Pfähle, wodurch jedenfalls eine Verminderung der Standfähigkeit derselben verursacht wird.

Die Art und Weise, wie diese Aufpfropfung erfolgt, wurde schon früher angegeben, hier mag nur noch bemerkt werden, daß man dabei auch einen eisernen Dorn oder einen gußeisernen Schuh anwenden kann.

Die richtige Länge eines Rostpfahles kann nur nach vorhergegangener Untersuchung des Bodens durch Bohren oder durch den Gebrauch des Sondireisens mit Sicherheit ermittelt werden. Findet es sich, daß die Pfähle nicht bis zu einem festen Grunde eingerammt werden können, daß nämlich der lockere Boden eine sehr bedeutende Mächtigkeit hat, so bleibt nichts übrig, als mehre Probepfähle zu schlagen. Man pflegt alsdann die Pfähle als feststehend zu betrachten, wenn

sie bei der letzten Hitze unter den Schlägen der Ramme nur noch einige Millimeter weit in den Boden eindringen.

Wird ein Pfahl in der Richtung eingerammt, in der er gewachsen ist, so unterliegt es keinem Zweifel, daß wenn derselbe nur theilweise im Boden steckt, er dem Ausbiegen durch eine Belastung besser widersteht, als wenn das Stammende nach oben gekehrt ist; allein es ist auch erwiesen, daß der Pfahl weniger feststeht und daß der hervorragende Theil desselben gerade da am schwächsten ist, wo der stärkste Angriff des Wassers stattfindet. Es ist sonach das gewöhnliche Verfahren, wornach man den Pfahl so einrammt, daß das Wipfelende nach unten gekehrt wird, mehr gerechtfertigt.

Damit diese Pfähle leichter in den Boden eindringen, werden sie mit einer Spitze versehen. In der Regel soll die Länge 1½ bis 2 Mal so groß als die untere Stärke des Pfahls sein; ihre Form ist entweder die einer vierseitigen oder einer dreiseitigen Pyramide, welche unten stumpf abgeschnitten ist.

In Sand, feinem Kiese, Thon oder Lettenboden bedarf die Spitze des Pfahls keiner besondern Verstärkung; dagegen pflegt man bei steinigtem Boden oder Gerölle dieselbe mit einem schmiedeisernen oder gußeisernen Schuh, einem sogenannten Pfahlschuh, zu bewaffnen. Dieser Schuh ist mit Sorgfalt an den Pfahl anzupassen und mit aufwärts gehenden Lappen zu versehen, damit seine Befestigung mit starken Nägeln bewerkstelligt werden kann.

Das Gewicht des Pfahlschuhs richtet sich theils nach dem Gewichte des Pfahls, theils nach der Beschaffenheit des Bodens. Man rechnet gewöhnlich in der Praxis auf 100 Kil. Pfahlgewicht 1 Kil. für den Schuh. Die Gewichte der Pfahlschuhe wechseln von 5 bis 15 Kil., bei den gußeisernen Schuhen beträgt das Gewicht 25 bis 30 Kil.

Um ein Aufspalten des Pfahlkopfes zu verhindern, muß man die Kanten an der Oberfläche brechen und den Kopf selbst mit einem eisernen Ringe versehen. Wenn der Rammklotz längere Zeit den Pfahl getroffen hat, so legen sich die Holzfasern um und bilden eine weiche Unterlage oder einen sogenanten Bast, der den Effekt der Ramme schwächt; sobald man dieß bemerkt, müssen einige Centimeter von dem Pfahlkopfe abgeschnitten werden.

Bei einem Roste ist es meistens der Fall, daß mehrere Reihen von Pfählen hintereinander eingerammt werden sollen. Hier entsteht also zunächst die Frage: soll mit den äußern oder innern Pfählen der Anfang gemacht werden. Gewöhnlich wählt man das erstere, indem dadurch der Boden nach der Mitte der Baugrube hin comprimirt wird und die hier einzurammenden Pfähle einen festern Stand erhalten.

Kommt der Fall vor, daß Pfähle noch zum Theil in Felsen eingerammt werden sollen, so genügt es nicht, dieselben nur mit sehr schweren Schuhen zu versehen, sondern es müssen förmliche Löcher, die einen etwas kleinern Durchmesser wie die Pfähle haben, vorgebohrt werden.

Das Unterlassen dieser Maßregel hat schon häufig zu nachtheiligen Folgen geführt, indem das Eintreiben der Pfähle in den Felsen ihre Zersplitterung und Umbiegung verursachte.

§. 117.
Spundwände.

Die Spund- oder Kernwände haben verschiedene Zwecke zu erfüllen:

1) vorzugsweise alle Wasseradern, die sich in geringer Tiefe am Boden unter der Sohle der Baugrube befinden, zu unterbrechen;
2) die Erde in der Baugrube zurückzuhalten; vielmehr ein Ausweichen des Grundes nach der Seite zu verhindern;
3) Bei Bétongründungen die eingegossene Bétonmasse einzuschließen und hauptsächlich
4) eine Unterspülung des Fundaments zu verhindern.

Die Spundwände werden immer aus einzelnen, meistens fichtenen oder eichenen Spundpfählen oder Spundplanken zusammengesetzt, welch letztere entweder horizontal auf einander gefugt oder vertical so nahe aneinander eingerammt sind, daß sie sich unmittelbar berühren.

Die Spundpfähle sind mit Ruthen und Federn oder mit einer Spundung versehen, damit sie eine wasserdichtere Wand bilden. Was die Art der Spundung betrifft, so ist diese sehr verschieden; die Querschnitte der Spundpfähle bilden entweder Rechtecke oder Rauten; an die schmalen Seiten der Rechtecke schließen sich entweder quadratische oder dreieckige schwalbenschwanzförmige oder halbrunde Federn an, welche in gleichgeformte Ruthen eingreifen. Die Spunden mit quadratischen oder dreieckigen Federn finden am häufigsten Anwendung. Taf. XI. Fig. 232 und 233.

Die Spundpfähle erhalten keine Zuspitzung, sondern eine Zuschärfung, welche in kiesigtem oder steinigtem Boden mit einem schmiedeisernen Schuh, welcher häufig nur aus einem um die Schneide umgebogenen Bleche besteht, bewaffnet wird, wodurch sich unter der ganzen Spundwand eine fortlaufende Schneide bildet; häufig nimmt man auch an den Spitzen der Pfähle auf den schmalen Seiten die Ecken ab, wodurch also die fortlaufende Schneide durch kleine Zwischenräume von dreiseitiger Form unterbrochen wird.

Was die Länge der Spundpfähle betrifft, so richtet sich diese nach der Höhe der zu errichtenden Spundwand und nach der Beschaffenheit des Bodens. Nur in seltenen Fällen läßt man die Spundwände über das Wasser hervorragen, um sie gewissermaßen als Fangdamm zu benützen; gewöhnlich werden sie horizontal unter dem niedersten Wasser abgeschnitten. Die Tiefe, zu der man die Spundwand herabreichen läßt, beträgt durchschnittlich kaum die Hälfte von derjenigen, auf welche die Rostpfähle eingerammt werden. Allerdings können auch Fälle eintreten, wo man die Spundwände tiefer herabgehen läßt, z. B. wenn voraussichtlich starke Auskolkungen in der Nähe des Fundaments zu gewärtigen sind.

Die Stärke der Spundpfähle ist theils von ihrer Länge und theils von der Festigkeit des Bodens abhängig; sie wechselt zwischen 0·06 und 0·24 Mtr.; sobald die Stärke größer als 0·24 Mtr. wird, so pflegt man eine förmliche Pfahlwand zu bilden.

Die Pfähle der Letztern sind gewöhnlich rund zu lassen und werden so nebeneinander eingerammt, daß sie sich vollständig berühren.

Beim Einrammen der Spundpfähle kommt es weniger darauf an, daß sie zu einer sehr großen Tiefe herabreichen und so fest aufstehen wie die Rostpfähle, als vielmehr, daß sie gehörig ineinander greifen und keine weiten Fugen zwischen sich lassen. Dieses kann aber nur erreicht werden, wenn die einzelnen Spundpfähle genau vertical und in der Ebene der Wand eingerammt werden, was außer einer großen Sorgfalt beim Rammen hauptsächlich auch einen reinen, von größern Steinen und Stöcken befreiten Baugrund erfordert.

Wo eine Spundwand aufgestellt werden soll, ist daher eine genaue Sondirung des Bodens dringend nöthig. Sollte man ein schweres Eindringen der Spundpfähle zu befürchten haben, so würden durch die Ausbaggerung eines Grabens die Hindernisse zu entfernen sein.

Auch noch in anderer Hinsicht muß man das Einrammen der Spundpfähle zu erleichtern suchen, nämlich dadurch, daß man immer die Spundwände zuerst einrammt, ehe andere Pfähle geschlagen werden; ferner dadurch, daß man frisches Holz zu den Spundpfählen verwendet, damit dieselben weniger sich werfen und aufquellen; ferner daß man zwischen den einzelnen Spundpfählen einen kleinen Spielraum läßt; endlich dadurch, daß man die Spundpfähle nicht einzeln in den Boden einschlägt, sondern daß immer eine größere Anzahl Spundpfähle mit einander eingesetzt und gleichmäßig eingerammt werden.

Um nun eine Spundwand in der gehörigen Richtung regelmäßig einzurammen, ist es nöthig, den einzelnen Pfählen die richtige Haltung zu verschaffen, was am besten durch feste Zangen, Zwingen oder Lehren geschieht, welche dicht über dem Boden oder über dem Wasserspiegel angebracht werden; es sind dieses zwei nebeneinander liegende 0·18 bis 0·24 Mtr. starke Balken, die an starke Leitpfähle mit Bolzen befestigt sind, die aber zwischen sich einen freien Raum lassen, der mit der Dicke der Spundpfähle übereinstimmt. Der Abstand der Leitpfähle ist 2 bis 3 Mtr. Zuweilen bei kleinern Spundwänden pflegt man die Zangen an vorher eingerammte Spundpfähle zu befestigen.

Hat die Spundwand einen Rost einzufassen, so können die äußersten Rostschwellen die eine Hälfte der Zange bilden.

Nachdem die Zangen an die Leitpfähle befestigt sind, werden die Spundpfähle fachweise eingesetzt, und von der Seite gegen den mittlern Spundpfahl hin eingerammt, so daß dieser Letztere gewissermaßen als Schlußkeil dienen kann.

Erhält die Spundwand eine größere Höhe als 2·4 bis 3 Mtr., so genügt es in der Regel nicht mehr, eine Zange anzubringen, sondern die Spundpfähle müssen an zwei Punkten ihrer Höhe gehalten werden.

Zu diesem Behufe wendet man zwei Zangenpaare an und zwar ein festes und ein loses Zangenpaar.

Die losen Zangen unterscheiden sich von den festen nur dadurch, daß sie weniger stark sind und allein gegen die Spundwand und nicht gegen Leitpfähle befestigt werden.

Die lose Zange wird in der Höhe des Wasserspiegels befestigt, während die feste Zange sich an die Köpfe der hervorstehenden Leitpfähle anschließt. Die Befestigung der losen Zange geschieht mittelst Bolzen an die beiden äußersten Spund-

pfähle eines Faches. Beim Einrammen der Wand werden die Spundpfähle fachweise eingesetzt und bis auf das erste Zangenpaar eingeschlagen.

Diejenigen Spundpfähle, an welchen die lose Zange befestigt wurde, werden dabei noch nicht unter die Ramme gebracht.

Nachdem dieses geschehen, werden die losen Zangen durch das Einrammen der beiden äußersten Spundpfähle vollends bis auf den Wasserspiegel eingeschlagen. Sollten die Spundpfähle zwischen den beiden Zangenpaaren noch zu lang sein, so daß ein Federn derselben beim Einrammen zu befürchten stände, so müßte man nur, nachdem die lose Zange herabgestoßen wurde, die feste Zange abnehmen, und über dem Wasserspiegel wieder mittelst Bolzen festmachen.

Zuweilen hat man das untere Zangenpaar dadurch in eine größere Tiefe gebracht, daß man die Leitpfähle, an welche man dasselbe mittelst Bolzen befestigte, mit einem langen Schlitze versah, in welchem sich der Bolzen verschieben konnte. Diese Schlitze mußten natürlich schon vorher in die Leitpfähle gemacht werden, auch mußte man, um bei dem Einrammen ein Zerspalten dieser Pfähle zu verhindern, die Schlitze wieder ausfüttern und einige eiserne Ringe anlegen.

Nicht selten wendet man in neuerer Zeit, besonders in England, die gußeisernen Spundwände an (Taf. XII. Fig. 243 und 244), allein nicht sowohl um eine Unterspülung des Grundes zu verhindern, als vielmehr um während des Baues einen starken Wasserzudrang abzuhalten.

Nach Beendigung des Grundbaues werden die Spundpfähle wieder ausgezogen und können zu andern Zwecken wieder verwendet werden.

Solche Spundwände sind in einem Lande, wo der Preis des Holzes sehr hoch steht und das Gußeisen dagegen verhältnißmäßig wohlfeil ist, wohl zu empfehlen.

Ferner hat man auch Spundbohlen von gewalztem Bleche angefertigt, welche in manchen Fällen den gußeisernen vorzuziehen sind. Fig. 245. Taf. XII.

§. 118.

Einrammen der Pfähle.

Um die Rost- und Spundpfähle in dem Baugrunde festzustellen und bis zur nöthigen Tiefe herabzutreiben, bedient man sich im Allgemeinen einer Vorrichtung, welche Ramme heißt.

Der wesentlichste Theil der Ramme ist der Rammeklotz oder Bär. Dieser wird abwechselnd gehoben und indem er auf den Pfahl zurückfällt, so bewirkt er dessen tieferes Eindringen.

Das Heben des Rammklotzes geschieht entweder aus freier Hand, und in diesem Falle besteht die ganze Vorrichtung allein aus dem Klotze, welcher mit einigen Handhaben versehen ist, und heißt Handramme; wird dagegen der Klotz an ein Tau aufgehängt, welches über eine Scheibe einer hohen Rüstung geführt ist und an dessen hinterm Ende die Zugleinen befestigt sind, woran die Arbeiter stoßweise ziehen und dadurch den Klotz in die Höhe heben, so hat man die Zugramme.

Um den Klotz jedesmal auf eine größere Höhe zu heben, hat man das Tau, welches über die Scheibe geführt ist, über eine in der Rammstube ange-

brachte stehende oder liegende Welle gehen lassen, welche mittelst irgend einer mechanischen Einrichtung in Bewegung gesetzt werden kann; hierdurch verwandelte sich die Zugramme in eine Kunstramme.

In neuerer Zeit hat der englische Ingenieur Nasmyth den Kloß mit dem Kolben eines Dampfcylinders in Verbindung gebracht, und construirte eine Dampframme.

Endlich hat man auch pneumatische Rammen construirt, doch haben diese noch wenig Anwendung gefunden.

§. 119.

Handramme.

Diese besteht gewöhnlich aus einem eichenen Kloße, welcher mit vier Armen oder Bügeln versehen ist, und die Form einer achteckigen abgestumpften Pyramide hat. Am untern Ende versieht man den Kloß mit einem eisernen Ringe, um ein Zerspringen desselben zu verhindern. Taf. IX. Fig. 179.

Die um den Pfahl herumstehenden Arbeiter fassen die Arme und heben damit die Ramme auf eine Höhe von 0·6 bis 0·9 Mtr.

Der Effekt der Handramme wird übrigens wesentlich vergrößert, wenn in die Mittellinie des einzurammenden Pfahls eine eiserne Stange angebracht wird, an welcher der nach seiner Achse durchbohrte Kloß herabgleitet. Fig. 180.

Um den Gebrauch der Handramme weiter zu erleichtern, hat man öfters die Rüstung, worauf die Arbeiter stehen, auf den einzurammenden Pfahl gestützt; hierdurch wird nicht allein der Druck auf den Pfahl vermehrt, sondern die Arbeiter bleiben auch bei dem tiefern Eindringen desselben immer in der gleichen Höhe gegen den Pfahlkopf.

Im Allgemeinen ist der Gebrauch der Handramme nichts weniger als bequem und auch der Effekt derselben nicht bedeutend, da ihr Gewicht im höchsten Falle 50 Kil. oder 100 Pfd. betragen kann, nämlich 25 Pfd. für einen Arbeiter; man pflegt sie daher nur zum Einrammen kleinerer Gerüst-, Fangdamm- oder Spundpfähle in Anwendung zu bringen.

§. 120.

Zugramme.

Bei der Zugramme wird der Kloß mittelst eines Taues gehoben und dabei durch die an der Rüstung angebrachten Läufer, die entweder einfach oder doppelt sind, und um welche die Arme des Kloßes entweder herumfassen oder zwischen ihnen hindurchgreifen, geführt. Taf. IX. Fig. 181, 182, 183. Oft erhält der Kloß acht Arme, welche zu beiden Seiten ganz symmetrisch die Läufer umfassen; man nennt alsdann die Ramme eine Scheer-Ramme. Fig. 185. Diese hat den Vortheil, daß die Scheere, welche hier frei an der Rüstung herabhängt, leicht verstellt und sonach der Schlag auch schräge geführt werden kann. Fig. 189.

Besteht der Rammkloß aus Gußeisen, so erhält er zwei Federn, die in die Ruthen der Läufer eingreifen. Fig. 184.

Die Fig. 186, 187 und 188 zeigen die Construction einer Zugramme, wie sie in Süddeutschland gebräuchlich ist. Die Läufer sind sowohl nach den Seiten, als auch rückwärts durch Streben gegen das Schwellwerk gestützt. Oben zwischen den Läufern befindet sich die Rammscheibe, welche das Rammtau oder Königsseil vom Klotze nach der sogenannten Rammstube oder dem Raume über dem Schwellwerk führt; hier stehen die Arbeiter auf einem losen Bretterboden und ziehen mittelst den Zugleinen das Ende des Rammtaues stoßweise herab, wodurch sie den Klotz heben, und indem sie plötzlich loslassen, so fällt derselbe auf den Pfahl und treibt ihn in den Boden ein. Die eine der rückwärts gehenden Streben ist mit Sprossen versehen, an welcher ein Arbeiter hinaufsteigen und die nöthigen Vorrichtungen beim Schmieren der Scheibe und dergleichen bewirken kann.

In Norddeutschland sind die Zugrammen mit einer Läuferruthe gebräuchlicher. Die rückwärts gehenden Streben laufen dabei nicht parallel, sondern gehen nach dem Schwellwerke zu auseinander. Ueber den Streben ist die Scheibe in den Läuferbalken eingelassen. Zum Setzen der Pfähle ist die Ramme mit einer besondern Vorrichtung versehen, welche in einer horizontalen Winde besteht, die sich in Einschnitten auf den hintern Streben bewegt, und darin durch eiserne Bügel gehalten wird. Das Windetau geht über 2 Rollen des sogenannten Krahnbalkens, der auf dem obern Ende des Läufers aufliegt.

In den Ostseehäfen hat man häufig sogenannte Stützenrammen, welche den Vortheil haben, daß sie sich sehr leicht aufstellen und transportiren lassen und dann auch zum Einrammen sehr geneigter Pfähle dienen können. Die Stützenramme besteht aus der vordern Wand, die aus einer Bodenschwelle, den Läufern und den beiden Seitenstreben zusammengesetzt ist, und der Stütze, wogegen sich die Wand lehnt, während ein oder zwei Kopftaue sie zurückhalten.

Die Kopftaue sind an eingerammte Pfähle befestigt. Die Windevorrichtung fehlt hier ganz, dagegen ist an dem obern Ende der Stütze ein Flaschenzug angehängt.

Die wesentlichen Theile jeder Zugramme verdienen eine nähere Betrachtung. Was zuerst den Rammklotz betrifft, so besteht derselbe, wie schon erwähnt, entweder aus Eichenholz oder Gußeisen; sein Gewicht ist je nach der Größe der Pfähle und der Festigkeit des Bodens 6 bis 12 Ctr. oder 300 bis 600 Kil. Gegen ein Zerspalten wird der hölzerne Rammklotz mit zwei starken eisernen Ringen versehen. Gewöhnlich wird dieser Rammklotz prismatisch mit quadratischer Grundfläche bearbeitet, allein eine pyramidalische Form ist zweckmäßiger, indem die Ringe fester sitzen. Der eiserne Rammklotz hat in der Regel eine 6eckige Grundfläche und ist genau prismatisch.

Was die Befestigung der Arme bei dem hölzernen Rammklotz betrifft, so wird diese auf verschiedene Arten bewirkt; entweder durch Verzapfung oder schwalbenschwanzartige Verblattung; beides ist wenig dauerhaft, weshalb es am zweckmäßigsten erscheint, die Arme mit ihrer vollen Dicke in den Klotz einzusetzen und durch einen schmiedeisernen Bolzen von etwa 1½ Centimeter Stärke zu befestigen. Bei der Scheerramme bestehen je 2 Arme aus einem durchragenden Stück Holze.

Zur Befestigung des Taues an dem Rammkloze ist eine schmiedeiserne Oese anzubringen.

Ein weiterer wichtiger Theil der Ramme ist die Scheibe, worüber das Rammtau geführt wird; Hauptbedingung ist es für dieselbe, daß sie das Tau in solcher Richtung faßt, daß es parallel zum Läufer steht. Auch der Durchmesser der Scheibe darf nicht zu klein sein, indem sonst viel Kraft in der Ueberwindung der Steifigkeit des Seils verloren geht, und die Reibung an der Achse vergrößert wird. Ein Durchmesser von 0·9 bis 1·2 Mtr. ist genügend. Zur Verminderung der Achsenreibung erscheint es zweckmäßig, die Drehungsachse in der Scheibe zu befestigen und in Pfannen laufen zu lassen.

Das Material, woraus die Scheibe besteht, ist entweder Holz oder Gußeisen. Eine Holzscheibe von kleinerem Durchmesser kann zwar aus einem Stücke gedreht werden, wird aber meist aus mehreren Bohlenstücken zusammengesetzt. Für größere Scheiben ist es vorzuziehen, dieselben aus mehreren Stücken zusammenzusetzen, daß sie, ähnlich den Wagenrädern, aus Armen und Felgenstücken bestehen. Fig. 192.

Die Achse der Scheibe besteht bei den gewöhnlichen Rammen in einem losen Bolzen mit vorgestecktem und umgebogenem Splinte. Die Lager der Achsen werden durch 2 schmiedeiserne Schienen gebildet, welche da, wo sie durchbohrt sind, eine Verstärkung erhalten, und mit förmlichen Büchsen versehen sind. Erhält die Scheibe einen Durchmesser von 1·2 oder 1·5 Mtr., so darf sie nicht mehr lose auf der Achse stecken, sondern letztere muß in ihr befestigt sein und sich zugleich mit ihr umdrehen. Die Achse wird in diesem Falle in der Mitte viereckig und an den Enden rund ausgeschmiedet und abgedreht. Mit diesen Enden läßt man sie in förmlichen Achsenlagern laufen.

Was die gußeisernen Scheiben betrifft, so können diese ziemlich schwache Dimensionen erhalten und haben alsdann den Vortheil, daß ihr Gewicht nicht viel größer ist, als das der Holzscheiben, ihre Dauer und Festigkeit aber die der letztern weit übersteigt.

Was ferner das Rammtau anbelangt, so ist es Hauptbedingung, daß dasselbe aus dem besten Hanfe gedreht wird, dabei aber recht fest und möglichst biegsam bleibt. Für einen 600 Kil. oder 12 Ctr. schweren Rammkloz ist eine Stärke des Taues von 0·048 Mtr. hinreichend. Eine Berechnung des Taues auf absolute Festigkeit ist nicht zulässig; dasselbe bedarf eine weit größere Stärke wegen der Abnutzung bei dem Gebrauche der Rammmaschine.

Die Vereinigung des Taues mit dem Kloze geschieht entweder mittelst einem einfachen Knoten oder durch gemeinschaftliche Umwickelung des durch die Oese gesteckten und nach aufwärts gekehrten Tauendes und des entsprechenden Theils des Taues selbst mit einer starken Hanfschnur. Die Oese wird häufig zur Schonung des Taues mit altem Tauwerke umwickelt und mit Leder überzogen.

Die Befestigung der Zugleinen an das herabhängende Ende des Rammtaues geschieht entweder mittelst einem eisernen Ringe, wie Fig. 190 zeigt, oder mit einer schmiedeisernen aus zwei gleichen Theilen zusammengeschraubten

Hülse, an welche so viele kleine Oesen genietet sind, als man Zugleinen braucht. Fig. 191.

Die Zugleinen selbst müssen immer möglichst lang gemacht werden, damit der Zug, insbesondere an den äußersten Leinen, nicht so sehr geschwächt wird; ihre Stärke genügt mit 0·9 Centimeter. Jede Zugleine erhält an ihrem Ende eine Handhabe oder einen Knebel.

Zuweilen hat man auch, um für alle Zugleinen einen mehr senkrechten Zug zu erhalten, einen großen eisernen Ring oder auch nur einen Baum oder eine Bohle mittelst einiger starken Leinen an das Rammtau angehängt und an diesen die Zugleinen befestigt; allein es hat dieß den Nachtheil, daß ein Gegengewicht erzeugt, somit der Stoß des Klotzes geschwächt wird.

Damit die Knebel der Zugleinen stets in passender Höhe sich befinden, muß in kurzen Zwischenräumen ein Verstellen vorgenommen werden, was dadurch geschieht, daß man entweder den Ring oder die Hülse nach Maßgabe des Eindringens des Pfahls mehr in die Höhe rückt. Werden die Zugleinen unmittelbar an das Rammtau festgebunden, so kann jeder Arbeiter den Knebel in der passenden Höhe befestigen; hier wird alsdann das Ende der Zugleine um den Knebel herum gewunden, und es kann eine Verlängerung der Leinen leicht bewerkstelligt werden.

Die passendste Höhe des Knebels ist die, daß derselbe, sobald der Klotz auf dem Pfahle aufsitzt, vor den Augen des Arbeiters schwebt; hierbei kann der Arbeiter einen Zug von 15 — 16 Kil. ausüben und es erfordert ein Rammklotz von 300 Kil. Gewicht 20 Arbeiter. Bei dem Rammen werden die Arbeiter rings um das Rammtau gestellt, so daß sie alle mit dem Gesichte demselben zugekehrt sind; sie dürfen dabei nicht zu dicht stehen und man muß auf jeden einen Flächenraum von 0·45 bis 0·5 Quadratmtr. rechnen.

Die ganze Höhe, auf welche der Rammklotz jedesmal gehoben wird, beträgt 1·2 bis 1·5 Mtr.

Trotzdem bei jeder Rammarbeit mancherlei Unterbrechungen eintreten, wie etwa durch das Pfahlsetzen, Pfahlrichten, Verstellen der Zugleinen, Verfahren der Ramme, so ist doch die Arbeit des Rammens so anstrengend, daß jedesmal nach einer gewissen Anzahl von Schlägen eine kurze Ruhezeit eintreten muß. Gewöhnlich erfolgen 20 bis 30 Schläge unmittelbar nacheinander; man nennt dieß eine Hitze, nach welcher eine Ruhe von 1·5 bis 2 Minuten eintritt. Ein Obmann leitet durch seinen Zuruf diese Arbeit. Wenn auf alle 1·5 Minuten eine Hitze von 25 Schlägen kommt, und dafür 65 Secunden gerechnet werden; wenn ferner angenommen wird, daß von den 10 Arbeitsstunden eines Tages 3 Stunden zu den Nebenarbeiten verwendet werden, so kommen 162 Hitzen auf einen Tag. Es ergibt sich hieraus, daß die Tagesthätigkeit eines bei der Ramme angestellten Arbeiters oder die Anzahl Kilogr., womit er belastet ist, multiplicirt in die ganze Höhe, zu welcher er sie erhebt, nur 82012 Kilog.-Mtr. beträgt, woraus hervorgeht, daß die Arbeiter bei der gewöhnlichen Ramme sehr unvortheilhaft angestellt sind und kaum die Hälfte leisten, wie etwa an der Kurbel wirkend.

Häufig kommt es bei Grundpfählen vor, daß dieselben so tief eingerammt werden, daß man sie nicht mehr unmittelbar mit dem Rammkloße erreichen kann; bei der Scheerramme vermeidet man diesen Uebelstand, indem die Scheere sich leicht durch Einsetzen anderer Bäume verlängern läßt. Bei den gewöhnlichen Rammen muß man in solchem Falle entweder die Läufer zum Verlängern einrichten, wie es in Fig. 195, 196 und 196a ersichtlich ist, oder man muß sich des Aufsatzes oder Rammknechtes bedienen; derselbe besteht in einem eichenen Kloße, der oben mit einem oder zwei Armen versehen ist, die denen des Rammkloßes gleich kommen; mit diesen umfaßt er die Läuferruthe, oder er greift durch selbige hindurch und wird dahinter wieder mit einem Riegel gehalten. Am untern Ende ist er mit einem eisernen Dorne versehen von etwa 0·18 Mtr. Länge, und es greift dieser in ein Bohrloch, das im Pfahlkopfe angebracht ist.

Daß bei Anwendung eines solchen Rammknechtes der Effekt der Ramme wesentlich geschwächt wird, ist für sich klar.

Soll ein Pfahl schräge eingerammt werden, so muß die Ramme so gestellt sein, daß die Läuferruthe mit der Richtung des Pfahles parallel ist; mit der oben erwähnten Stützenramme ist dieß sehr leicht auszuführen. Durch die Fig. 195, 196, 196a ist eine Ramme dargestellt, welche dadurch schräge gestellt wird, daß man den Bolzen bei a herausnimmt und den Fuß der Stütze weiter rückwärts schiebt.

Endlich muß noch erwähnt werden, daß man zuweilen auch, besonders zum Rammen von Gerüst- und Fangdammpfählen im Wasser, die Rammarbeiten von Fahrzeugen und namentlich von breiten Nachen oder Prahmen aus ausführt. Zur Vermeidung von Schwankungen beim Rammen ist es besser, 2 Fahrzeuge anzuwenden und die vordere Schwelle des Rammgerüstes senkrecht gegen die Längenachse derselben zu richten; ist man genöthigt, die Ramme auf ein Fahrzeug zu stellen, so ist es am zweckmäßigsten, die vordere Schwelle auf eine lange Seite desselben zu richten, wodurch man immer das Fahrzeug gegen die schon eingerammten Pfähle halten kann. Dem Schwanken begegnet man hierbei am besten, wenn man einen Balken quer über das Fahrzeug legt, und unter das hintere Ende desselben einen Nachen bringt.

§. 121.

Kunstramme.

Der Umstand, daß die Arbeiter an der Zugramme nur sehr unvortheilhaft verwendet sind, somit ihre Anzahl immer sehr groß wird, hat zunächst zu dem Gedanken geführt, den Rammkloß durch irgend eine mechanische Vorrichtung in die Höhe zu heben und somit eine Kunstramme zu construiren.

Wenn hierdurch schon eine wesentliche Verbesserung der Ramme bezweckt wird, so tritt noch der weitere Vortheil hinzu, daß der Kloß bei der Kunstramme auf eine viel größere Höhe gehoben werden kann, wie bei der Zugramme, somit auch der Effekt der erstern sehr verstärkt wird.

Bauvillier stellte einen direkten Vergleich zwischen der Leistung der Zugramme und der Kunstramme an; beide hatten gleich schwere Klöße von 641 Pfund und

mit beiden wurden ganz gleiche Pfähle in demselben Boden und gleich tief eingeschlagen. An der Zugramme arbeiteten 22 Tagelöhner und ein Zimmermann, an der Kunstramme dagegen 4 Tagelöhner und ein Zimmermann; bei letzterer wurde der Kloß mittelst der Kurbel und Rad und Getriebe jedesmal 12$^3/_4$ Fuß hoch gehoben. Die erste Ramme schlug 48 Pfähle in 28 Tagen ein, die letzte ebensoviel in 18 Tagen. Die Kunstramme arbeitete also schneller als die Zugramme und bei ihr betrugen die Kosten an Tagelohn und Unterhaltung des Geräthes für jeden Pfahl 3·4 Francs, während bei der Zugramme diese Kosten auf 15·3 Francs stiegen.

Es ist sonach in ökonomischer Beziehung sehr vortheilhaft, sich der Kunstramme zu bedienen, und wenn die Pfähle sehr fest eingeschlagen werden sollen, so kann man bei ihrer Anwendung sicher darauf rechnen, die Hälfte bis zwei Drittel des Arbeitslohnes zu sparen.

Was die Anordnung der Kunstrammen betrifft, so unterscheiden sie sich von den Zugrammen dadurch, daß mittelst einer mechanischen Vorrichtung der Kloß gehoben wird, und wenn er in einer gewissen Höhe vom Taue abgelöst und von da herabgefallen ist, so muß der Hacken, woran er früher hing, ihm folgen und ihn auf's Neue fassen, um ihn zum zweiten Male zu heben.

Gewöhnlich geht die Bewegung von Menschen aus, die an einer Kurbel drehen, zuweilen ist aber auch eine Erdwinde benutzt worden. In Frankreich hat man häufig auch Pferde und Wasserkraft zu diesem Zwecke angewendet.

Der wichtigste Theil an der Kunstramme ist der Hacken, welcher den Kloß hebt und in einer gewissen Höhe ihn wieder fallen läßt. Für die Kunstramme Fig. 195 und 196 zeigt die Fig. 198 den Hacken von der Seite in die Oese des Klotzes eingreifend und mit dem Fallblocke a versehen; Fig. 197 ist die vordere Ansicht des Hackens. Die Figur 199 zeigt einen ähnlichen Hacken; derselbe war an der Kunstramme, die bei dem Baue der Neckarelzer Schiffbrücke verwendet wurde. Sobald der Hacken mit seinem hervorragenden Ende an den Stift oder den Bügel s stößt, hängt sich derselbe aus und der Kloß fällt herab.

Die Ramme, die man beim Bau der Docke in Hull benutzt hatte, war mit einem Hacken versehen, wie er von der Seite in Fig. 200 dargestellt ist.

Bei dieser Ramme besteht der Kloß aus Gußeisen und statt der Arme sind zwei Bolzen durchgezogen, die am hintern Theile abgedreht sind, und die zugleich die Achsen für hölzerne Walzen bilden, die zwischen den Läuferruthen auf und abgleiten. Fig. 201.

Oft ist der Hacken doppelt und verwandelt sich in eine Zange, wie bei der Kunstramme Fig. 193, 194, 194a. Die Fig. 202 zeigt die Zange in der Ansicht und von der Seite. Der Rammkloß besteht aus Gußeisen und die beiden Arme der Zange, die sich nicht kreuzen, sind aber mit schweren Rollen versehen, so daß sie sich von selbst immer schließen. Das Rammtau ist an einem Bügel befestigt, der um den Block greift und durch denselben Bolzen gehalten wird, welcher die beiden Arme der Zange mit einander verbindet. An der innern Seite beider Läufer sind eiserne Schienen befestigt, in welche sowohl der Rammkloß als auch der Fallblock mittelst Ruthen eingreifen. Diese Schienen treten aber am obern

Ende näher zusammen, und sobald daher die Rollen der Zange hierher kommen, so werden sie zusammengedrückt, die Zange öffnet sich und der Kloß fällt herab. Die eiserne Zugwinde ist mit einem Schwungrade versehen, welches wegen des ungleichen Zugs an der Kurbel sehr vortheilhaft ist; außerdem kann das Getriebe aus- und eingerückt werden und endlich ist an der Welle, um welche sich das Tau aufrollt, noch ein Sperrrad nebst Hacken angebracht, damit der Kloß in jeder beliebigen Höhe gehalten werden kann.

Bei der Kunstramme, Fig. 195 und 196, hat die Vorrichtung zum Aufwinden und Herablassen des Fallblocks dieselbe Construction wie bei der Ramme Fig. 193 und 194.

Im Allgemeinen ist die Höhe, auf welche der Kloß bei einer Kunstramme gehoben wird, 4·5 bis 9 Mtr. Das Rammgerüst erhält daher eine Höhe von 6 bis 10·5 Mtr.

Das Gewicht des Rammklotzes beträgt in der Regel 500 bis 600, höchstens 800 Kil.; an einer gut construirten eisernen Winde sind 4 Mann hinreichend, um einen solchen Rammkloß in die Höhe zu winden.

§. 122.
Die Dampframme.

Da die Wirkung einer Ramme durch das Produkt $\frac{Q h}{Q+q}$ ausgedrückt wird, worin Q das Gewicht des Rammklotzes, q das Gewicht des einzurammenden Pfahles, h die Fallhöhe bedeuten, so ist klar, daß diese Wirkung auf denselben Pfahl um so größer wird, je größer das Gewicht des Klotzes und je bedeutender die Fallhöhe ist.

Bei der Zugramme kann ersteres nicht wohl über 600 Kil. angenommen werden, da sonst die Anzahl Arbeiter sich zu sehr vergrößert, und was die Fallhöhe betrifft, so hat diese ihre bestimmte früher angegebene Gränze. Die Wirkung der Zugramme geht daher über einen gewissen Grad nicht hinaus und dieß ist die Ursache, warum oft Pfähle, wenn sie schon auf eine größere Tiefe im Boden stecken, nicht mehr weiter unter den Schlägen der Zugramme ziehen, und wenn die Kunstramme aufgefahren wird, wieder leichter eindringen, weil bei dieser der gleiche Rammkloß von einer weit größern Höhe herabfällt. So könnte die Wirkung der Kunstramme auf eine beliebige Höhe gesteigert werden, wenn man einen schweren Rammkloß von einer sehr bedeutenden Höhe herabfallen ließe. Allein dieß hätte anderweitige nachtheilige Folgen. Ein zu schwerer Rammkloß würde entweder eine zu große Betriebskraft erfordern oder seine Bewegung würde zu langsam vor sich gehen; eine zu große Fallhöhe hätte aber den Nachtheil, daß die Geschwindigkeit des herabgefallenen Klotzes zu groß würde und das Moment des Stoßes sich der Masse des Pfahls nicht mittheilen könnte, derselbe daher zersplittert werden müßte.

Daraus geht hervor, daß eine größere Wirkung, als die mit der Kunstramme zu erreichende, nur auf dem Wege hervorgebracht werden kann, wenn ein sehr schwerer Kloß auf eine kleine Höhe gehoben und der Effekt der Ramme dadurch möglichst vergrößert wird, daß die einzelnen Schläge sehr schnell aufeinander folgen. Diesen Bedingungen entsprechend, ist die Dampframme von dem

Erfinder des Dampfhammers J. Nasmyth construirt worden. Taf. X. Fig. 204, 205, 206, 207. Die Maschine unterscheidet sich in zwei Hauptpunkten von allen andern zu gleichem Zwecke bestimmten Maschinen und zwar 1) durch die directe Wirkung des Dampfes auf dem Rammkloß und 2) durch die Art und Weise, in welcher der einzurammende Pfahl zum Tragen desjenigen Theiles der Maschine dient, welcher den Pfahl in die Erde treibt. Diese Anordnung ist so getroffen, daß, sowie sich der Pfahl senkt, die Maschine ihm nachfolgt, bis derselbe die gehörige Tiefe erreicht hat.

Die Basis, auf welcher die ganze Maschine steht, bildet eine starke hölzerne Plattform A A; an den vier Ecken derselben sind massive Gußstücke B B angeschraubt, welche die Räder a a tragen; diese laufen auf Schienen, die längs der Pfahlreihen gelegt sind. Der Läufer C ist fest an eine Seite der Plattform angeschraubt und mittelst den Streben D D gegen den Dampfkessel gestützt; er ist ferner durch 4 Verbindungsstangen, welche von seinem obern Ende aus nach den 4 Ecken der Plattform gehen, in einer senkrechten Stellung erhalten.

An dem obern Theil des Läufers ist eine Rolle angebracht, über welche eine starke Kette läuft, an deren einem Ende der Treibapparat befestigt ist, während das andere auf einer Walze sich aufwindet, welche von einer kleinen Dampfmaschine in Bewegung gesetzt wird.

Der Treibapparat besteht aus dem Dampfcylinder F mit allen seinen Nebentheilen als Kolben, Schieber 2c. Fig. 208, 209, 210. Die untere Flantsche des Cylinders ist fest an einen prismatischen Kasten angeschraubt, welcher aus schmiedeisernen Platten zusammengeniethet ist. Dieser Kasten wird bei seiner Bewegung durch die hervorstehenden Eisenstreifen e e geleitet und es befinden sich an dessen unterm Ende gußeiserne Auffatzstücke f f, welche auf dem Pfahlkopfe ruhen. In dem Kasten G bewegt sich frei der Rammkloß O, in welchen Vertiefungen zur Aufnahme der Kolbenstange, des Hammers P und des Hebels Q gelassen sind. An dem untern Theile der Kolbenstange ist ein Ansatz n, Fig. 211, angeschmiedet und dieser ist in einer Vertiefung am Rammkloße eingelassen; über und unter dem Ansatze liegen Scheiben aus hartem Holze, der Hammer P ist ein gußeiserner cylindrischer Block mit leicht concaver Unterfläche; seine Verbindung mit dem Kloße ist durch einen schmiedeisernen Keil bewirkt. Der Dampferzeuger ist in Form und Construction ganz einem Locomotivkessel ähnlich. Da der Dampfcylinder sich mit dem einzutreibenden Pfahle senkt und dann wieder gehoben wird, so muß die Dampfröhre biegsam sein; die Fig. 217 zeigen ein Röhrengelenke.

Setzt man voraus, der Kolben im Cylinder F, Fig. 208, sei unten und der Schieber k in der bezeichneten Stellung, so strömt der Dampf unter den Kolben ein; dieser sammt Rammkloß hebt sich, bis die geneigte Fläche 0′ 0″ das Ende des Hebels r, Fig. 210 und 212, trifft; indem sich dieses hebt, senkt sich das untere Ende, drückt die Schieberstange und den Dampfschieber herunter, und der untere Theil des Cylinders kommt mit der äußern Atmosphäre in Verbindung. Der Dampf strömt aus, der Rammkloß fällt, der Pfahl senkt sich unter dem Schlage, und Dampfcylinder und Rammkloß folgen der sinkenden Bewegung des Pfahles und befördern dieselbe. Damit nun der Schieber wieder in seine alte

Stellung, Fig. 208, zurückkommt, um den Dampf zu einem ferneren Hube einströmen zu lassen, ist derselbe mit einem kleinen Kolben p in Verbindung, der stets durch den Dampf aufwärts gedrückt wird.

Nachdem nun der Schieber durch den Hebel r herabgedrückt worden, wird er während des Falles des Rammklotzes durch den Daumen s, Fig. 210, 213 und 214, welcher sich durch eine an der Schiebstange befindliche Vertiefung sperrt, gehalten. Im Augenblicke des Schlags wird nun das schwere Ende des Hebels Q, Fig. 208, trotz der aufwärts drückenden Feder durch die Wirkung der lebendigen Kraft, welche diesem Hebel vom Klotze mitgetheilt wird, herabgeworfen, und das kürzere Ende desselben berührt die Stange t, welche mittelst der Winkelhebel u in Verbindung mit dem Daumen steht, und denselben von der Schieberstange entfernt; sobald diese frei ist, wird der Schieber vom Kolben p hinaufgezogen und der untere Kolben v dient dazu, diese steigende Bewegung zu begränzen.

Die kleine Dampfmaschine, womit der ganze Apparat hinaufgezogen wird, hat ihren horizontalen Cylinder R, Fig. 205 und 206, unter dem Dampfkessel und treibt vermittelst der Räder w y und x die Walze S, auf welcher sich die Kette aufwindet. Das Getriebe Y, Fig. 206, kann auf der Achse verschoben werden, im Falle die Bewegung nicht auf die Walze S fortgepflanzt werden soll. Das Stirnrad x greift in ein senkrecht darunter liegendes x′ von gleicher Größe ein, und theilt der Welle T, Fig. 207, Bewegung mit. Eine lose Walze b′, welche zum Aufziehen der Pfähle dient, kann mittelst einer Kuppelung mitgenommen werden. Am Ende der Welle T ist ein konisches Rad, welches mit einem auf der Achse V sitzenden Winkelrade in Eingriff gesetzt wird, sobald die ganze Maschine vorwärts bewegt werden soll. Mit der Zugwinde U steht das Tau e′ e′ in Verbindung, woran Arbeiter in die Höhe gezogen werden, um den Treibapparat auf den Pfahl zu setzen.

Um die Dampframme zu gebrauchen, werden zuerst die Schienen längs der Pfahllinie gelegt, die Maschine darauf gestellt, mittelst des Hebeapparats ein Pfahl aufgezogen und dessen Spitze auf den richtigen Punkt gesetzt; indem alsdann die Bewegung der kleinen Dampfmaschine umgekehrt wird, läßt man den Treibapparat auf den Pfahl nieder und paßt diesen genau zwischen die Aufsatzstücke f. — Mittelst des Hebels J, Fig. 215, 216, wird nun das Dampfventil geöffnet und der Rammklotz fängt an zu arbeiten, während sich der ganze Treibapparat mit dem Pfahle senkt. Die Dampframme, welche bei den Docksarbeiten zu Devonport angewendet wurde, hatte einen Dampfcylinder von 3 Fuß Höhe und 12 Zoll Durchmesser. Der Klotz wog 50 Centner und fiel auf 3 Fuß Höhe herab. In einer Minute wurden 70—80 Schläge gemacht. Die mittlere Tiefe der Einrammung der Pfähle wechselte von 32 bis 40 Fuß. Der Boden, in welchem sie eingerammt wurden, bestand zunächst aus einer 4 bis 5 Fuß dicken Schichte einer Ablagerung von Meerschlamm und einer 30 Fuß dicken Thonschicht, unter der sich eine Schiefermasse befand, in welche die Pfähle noch etwa 1 Fuß tief einsanken. Um einen Pfahl zu befestigen und an seine Stelle zu bringen, waren 20 Minuten erforderlich; um ihn 32 bis 40 Fuß einzurammen, nur zwei bis drei Minuten. Bei einer Tagesarbeit von zehn Stunden wurden bis 32 Pfähle eingerammt, durchschnittlich 16 per Tag.

Auf den württembergischen Staatseisenbahnen hatte man bei den größern Wasserbauten eine Nasmyth'sche Dampframme im Gebrauche*). Sie sollte nach der Angabe des Fabrikanten einen Pfahl von 14 englischen Zollen im Gevierte und 40 Fuß Länge in acht bis zehn Minuten in den härtesten Boden eintreiben, eine Arbeit, welche mit dem gewöhnlichen Schlagwerke verrichtet acht bis zehn Stunden erfordert. Das Gewicht des Rammapparats ist 50 Centner, das des Rammklotzes 20 Centner; die Fallhöhe des letztern 2½ bis 3 Fuß englisch, die Geschwindigkeit 80 bis 100 Schläge in der Minute. Der Brennmaterial-Verbrauch 8 Centner Kohlen per Tag; der Preis der ganzen Maschine, frei in den Hafen von Hull geliefert, 1160 Pfd. Sterling. Man berechnete, daß ein Pfahl mit dieser Dampframme eingetrieben nur den vierten Theil der Kosten verursacht, welche derselbe Pfahl mit der Zugramme eingetrieben verursachen würde.

§. 123.

Atmosphärische Ramme
von Clarke und Varley**)

Taf. IX. Fig. 203.

Diese Ramme ist in neuerer Zeit zur Pilotirung bei einer Futtermauer in den Chatarinendocks in London angewendet worden. Die Erfinder behaupten, daß das Rammen mittelst dieser Maschine für die Hälfte der Kosten und in einem Sechstel der Zeit, im Vergleich zu der Handramme bewerkstelligt werden könne.

Die Maschine besteht aus einem schmiedeisernen Cylinder A, der oben offen, unten aber verschlossen ist. Er hat einen luftdicht gebildeten Kolben und eine selbstwirkende Steuerung, die an irgend einem zweckmäßigen Punkte des Gerüstes angebracht ist. Die Kolbenstange ist mit einer Kette verbunden, die über eine Rolle B geht. An dem Ende dieser Kette ist die Rolle C aufgehängt und über dieselbe geht eine zweite Kette, deren eines Ende an dem Rammklotze befestigt ist, wogegen das andere unter dem Gerüste hindurch geht und mit dem Kopfe des Pfahles verbunden ist. Zwischen dem Cylinder und der Luftpumpe ist eine Verbindung mittelst enger schmiedeiserner Röhren vorhanden, deren Theile durch biegsame Stücke von Kautschuk verbunden sind.

Die Wirkung der Maschine ist folgende: Angenommen der Rammklotz liege auf dem Kopfe des Pfahles und der Kolben sei eben im Vacuums-Cylinder befindlich, so wird durch die Ventilsteuerung eine Verbindung mit der Luftpumpe bewerkstelligt; in dem Cylinder erfolgt eine Luftverdünnung, der Kolben geht durch den atmosphärischen Druck nieder und der Rammklotz wird gehoben. Sobald der Kolben am untern Ende des Cylinders angekommen ist, so wird das Ventil wieder geschlossen und die Verbindung zwischen Luftpumpe und Cylinder unterbrochen, wogegen man atmosphärische Luft unter den Kolben strömen läßt. Das Gleichgewicht ist wieder hergestellt, die Ramme fällt durch die vollständige Wirkung

*) Eisenbahnzeitung von Etzel und Klein. IV. Jahrgang 1846. Seite 142.
**) Civil Engineer and Architects Journal 1848.

ihres Gewichtes nieder. Sofort wird das Ventil zur Luftpumpe wieder geöffnet und das Spiel beginnt von Neuem u. s. f.

Auf diese Weise erhält der Pfahl eine Reihe von kurzen schweren Schlägen, die im Verhältniß zur Kraft der Dampfmaschine sehr rasch erfolgen; und da durch die besondere Einrichtung der Rollen die Entfernung zwischen dem Pfahlkopf und der Rammfläche stets dieselbe bleibt, so erhält man eine große Regelmäßigkeit der Wirkung.

§. 124.

Ausziehen der Pfähle.

Es können verschiedene Fälle eintreten, wo man genöthigt ist, eingerammte Pfähle wieder auszuziehen; 1) Wenn an der Stelle, wo eine Fundirung vorgenommen werden soll, alte Pfähle bereits im Grunde stecken, die man zuerst entfernen muß; 2) wenn Rost- oder Spundpfähle, die man einrammt, nicht gehörig eindringen, und deshalb wieder fortgeschafft werden müssen, und 3) wenn die Gerüst- und Fangdammpfähle nach Beendigung des Baues unnütz sind und daher ebenfalls wieder entfernt werden müssen.

Gewöhnlich erfordert dieses Ausziehen der Pfähle einen sehr starken Zug und es ist schwer, einen festen Stützpunkt zu beschaffen. Das einfachste und sonach das beste Mittel besteht in der Anwendung eines starken und schweren Hebels, wozu man einen Balken, der Wuchtbaum genannt wird, anwendet. Derselbe ist zur Aeußerung eines sehr kräftigen Zuges vollkommen geeignet und bei gehöriger Einrichtung dürfte er wohl für Pfähle, die besonders fest eingerammt sind, sich vorzugsweise eignen. Den Drehpunkt für den Wuchtpfahl sucht man so nahe als möglich an dem auszuziehenden Pfahle anzubringen; er wird entweder durch einen vorgelegten Balken, oder durch eingerammte Pfähle, oder endlich durch einen mit Schraubenbolzen verbundenen eichenen Rahmen gebildet. Um den hintern oder längern Hebelsarm des Wuchtbaumes in die Höhe zu heben, stellt man einen dreibeinigen Bock auf und befestigt daran einen Flaschenzug. Ist auf diese Art der kürzere Hebelsarm möglichst tief herabgesunken, so verbindet man denselben mit dem Kopfe des auszuziehenden Pfahls. Hierzu muß man sich einer Kette bedienen, welcher man gleich anfangs eine starke Spannung zu geben hat, damit der hintere Theil des Wuchtbaumes nicht zu tief herabsinkt. Nachdem alles so vorbereitet ist und der Wuchtbaum in Wirksamkeit treten kann, steigen einige Arbeiter auf denselben, andere werfen Taue herum und ziehen ihn in der Art herab, daß ein starkes Schwanken eintritt, wodurch der Effekt sich vergrößert.

Es kann übrigens der ganze Apparat wesentlich verbessert werden, wenn man den Wuchtbaum mit eisernen Pfannen versieht, welche auf einer eisernen Drehachse ruhen; auch das Heben des Wuchtbaumes wird erleichtert, wenn das Tau von dem an dem Bock angehängten Flaschenzug nach einer Erdwinde geführt wird. Die Befestigung der Erdwinde auf dem Boden geschieht entweder durch mehrere eingerammte kleine Pfählchen, oder dadurch, daß man eine Kette, die um den hintersten Riegel derselben geschlungen ist, an einen starken Pfahl oder an einen eingegrabenen Schiffsanker gehen läßt. In der Regel sind an der Erdwinde vier

Mann thätig und ein Mann entwickelt eine Kraft von etwa 60 Pfunden, so daß im Ganzen ein Zug von 30 Centner ausgeübt werden kann.

Die Anwendung des Wuchtbaumes zum Ausziehen der Pfähle wird sehr schwierig und fast unmöglich, wenn einzelne Pfähle in tiefem Wasser eingerammt sind, und sich sonach nicht leicht ein fester Stützpunkt für den Hebel darstellen läßt. Wenn man hier nicht starke Gerüste bauen will, so ist man auf die Benützung von Schiffen oder kleinern Fahrzeugen hingewiesen.

Am geeignetsten verfährt man in der Weise, daß man zwei Fahrzeuge durch eine starke Balkenrüstung mit einander verbindet, und eine Windevorrichtung, am besten eine verticale Schraube anwendet. Die Kraft, welche die Windevorrichtung selbst im Stande ist auszuüben, genügt aber gewöhnlich nicht, um fest eingerammte Pfähle auszuziehen, und man wird daher den hydrostatischen Druck, den die Fahrzeuge erfahren, zu benützen suchen. Zu diesem Behufe läßt man in die Fahrzeuge Wasser eintreten, so daß sie recht tief eintauchen, und befestigt alsdann die um den Pfahl geschlungene Kette an die Winde oder an einer angemessenen Stelle der Rüstung, so werden die Fahrzeuge, sobald das Wasser wieder ausgeschöpft ist, mit einer sehr starken Kraft den Pfahl aufwärts ziehen und denselben heben. Ganz dasselbe Verfahren kann auch eingehalten werden, ohne daß man sich hierbei einer Windevorrichtung bedient.

Man kann hierbei auch die Abwechslungen des Wasserstandes benützen, wenn dieselben sich vermöge der Ebbe und Fluth in kurzen Perioden wiederholen.

Ein sehr einfaches Verfahren, um Pfähle auszuziehen, ist auch folgendes:

Man nimmt ein fest gebautes Fahrzeug und befestigt den Pfahl mit einer Kette am Spill desselben; nun bringt man einen schweren Ballast auf den vordern Theil des Fahrzeuges und zieht die Kette fest an; sobald der Ballast auf den hintern Theil des Fahrzeugs gerollt wird, hebt sich der vordere Theil und zieht somit den Pfahl mit herauf.

Zuweilen hat man auch andere mechanische Vorrichtungen zum Ausziehen der Pfähle in Vorschlag gebracht und benutzt, dieselben sind aber weniger zweckmäßig wie die bereits beschriebenen.

So wurde einmal über jeden auszuziehenden Pfahl ein Bock aufgestellt, woran mehrere Flaschenzüge hingen, deren untere Flaschen am Pfahle befestigt waren, die darin eingezogenen Seile gingen aber über Erdwinden.

Sodann hat man sich auch der Schraube bedient; schon Belidor*) schlägt vor, die Einrichtung so zu treffen, daß die um den Pfahl geschlungene Kette an einem Wirbel am untern Ende der Schraubenspindel befestigt wird. Auf einer festen Rüstung liegt die Schraubenmutter lose auf und wird vermittelst vier Hebeln gedreht. Belidor bemerkt auch, daß man diese Vorrichtung auf Fahrzeuge stellen könnte, um Pfähle, die im Wasser stecken, auszuziehen.

Ferner hat man auch versucht, die Kette oder das Tau, woran der Pfahl befestigt ist, unmittelbar über eine horizontale Winde zu schlingen, welche durch irgend eine mechanische Vorrichtung gedreht wird. Mit einer solchen einfachen Winde kann übrigens kein kräftiger Zug hervorgebracht werden.

*) Belidor, Architecture hydraulique. Vol. III. p. 120.

Endlich hat man in neuerer Zeit zuweilen die hydraulische Presse zum Ausziehen der Pfähle benützt; z. B. beim Bau der Waterloo-Brücke zu London. Man stellte den Cylinder, worin der größere Kolben befindlich ist, auf eine feste Rüstung und stützte einen starken Hebel mit seinem Ende gegen den erwähnten Kolben. Das andere Ende des Hebels bildete den Drehpunkt und in seiner Mitte wurde die Kette umgeschlungen, welche an dem auszuziehenden Pfahle befestigt war. —

§. 125.

Versenken des Béton.

Nachdem der Béton nach einer der früher erwähnten Methoden dargestellt ist, so kommt es darauf an, ihn auf die Sohle der Baugrube zu versenken. Eine wesentliche Bedingung dabei ist die, daß der noch weiche Béton möglichst wenig mit dem Wasser in Berührung kommen und noch weniger von einem heftigen Strom getroffen werden soll, denn ein solcher würde die Kalktheilchen des Mörtels ausspülen und sonach ein späteres Erhärten der Masse unmöglich machen. Diese Bedingung erfordert vor Allem ein ruhiges Wasser über der Baugrube, weshalb dieselbe, wenn sie nicht schon von einem Fangdamm umgeben ist, durch eine leichte Wand, welche wenigstens das heftige Durchströmen des Wassers verhindert, geschützt sein muß. Würde man den Béton durch das Wasser frei herabfallen lassen, so würde er ebenfalls ausgespült werden; es ist dieß sonach ganz unzulässig.

Das Versenken des Béton muß entweder mit einem trichterförmigen Kanal geschehen, der bis zur Oberfläche der darzustellenden Bétonlage herabreicht, oder es kann in Kasten bewirkt werden, die langsam herabgelassen, und wenn sie dicht über dem Boden schweben, umgekehrt oder auf andere Art geleert werden.

Wird der Béton in Trichtern versenkt, so müssen diese auf einer festen Rüstung aufgestellt sein, und, wie erwähnt, bis zur Oberfläche der zu bildenden Schicht herabreichen; schüttet man alsdann den Béton hinein, so wird derselbe unter dem Trichter eine abgestutzte Pyramide bilden, deren obere Grundfläche mit der unteren Oeffnung des Trichters übereinstimmt und deren Seitenflächen der Böschung entsprechen, welche der Béton unter Wasser annimmt. Hat der so begränzte Körper sich gebildet, so hört das weitere Ausfließen des Béton aus dem Trichter auf, und nur wenn letzterer verschoben wird, so stellt sich auf's Neue eine Anschüttung dar und dehnt den pyramidalen Körper in derjenigen Richtung weiter aus, wohin der Trichter verschoben wurde. Auf solche Art läßt sich durch das Fortfahren des Trichters auf einer horizontalen Bahn ein ganzer Streifen Béton quer über die Baugrube darstellen, und wenn man hierauf wieder die ganze Bahn so weit seitwärts schiebt, daß die untere Mündung des Trichters vor der Oberfläche des bereits dargestellten Streifens vortritt, und man läßt nunmehr wieder den Trichter langsam sich über die Bahn bewegen, so legt sich ein zweiter Streifen neben den ersten, und auf diese Art kann man die ganze Sohle der Baugrube nach und nach bedecken oder die ganze Bétonlage regelmäßig darstellen. Soll die Bétonlage eine größere Stärke als 1·2 Meter erhalten, so wird

sie nicht auf einmal dargestellt, sondern in zwei Schichten, wovon jede die halbe Stärke hat. Dabei müssen die obern Schichten so angeordnet werden, daß eine Art von Verband stattfindet. Hat die Baugrube keine größere Breite als 10 Mtr., so kann man leicht zu beiden Seiten derselben, und zwar ihrer Länge nach, Pfähle einrammen und darauf eine horizontale Bahn legen; der Trichter ruht auf einem Wagen und läßt sich auf diesem ebenfalls hin und her bewegen. Die Tafel XVI., Fig. 279 und 279a, zeigt eine solche Anordnung, wie sie bei den Hafenbauten bei Mannheim in Ausführung kam. Die Fig. 280, 280a und 280b geben die Construction des Bétontrichters genau an. Eine ähnliche Anordnung hatte man bei der Gründung der Elzschleuse bei Riegel, nur mit dem Unterschiede, daß Fangdämme errichtet waren, und daß die innern Wände derselben die Verlängerungen der Spundwände waren, deren Leitpfähle man zur Auflagerung horizontaler Holmen benützte, auf denen die gußeisernen Räder des Wagens ruhten, wie Fig. 279b zeigt.

Auch bei den Bétonirungen für die Pfeiler der Neckarbrücke bei Ladenburg hatte man eine ähnliche Einrichtung. Die Länge des Bétontrichters betrug 7·5 Mtr., der obere Querschnitt bildete ein Rechteck 1·95 Mtr. langer und 1·11 Mtr. schmaler Seite, hingegen war der Querschnitt der Mündung des Trichters nur 1·95 auf 0·81 Mtr. Da man mit diesem Trichter 2 Lagen zu 0·9 Mtr. Dicke versenkte, so hatte derselbe auch zwei Achsenpaare für die Laufräder; für die Versenkung der untern Schicht benutzte man das obere und für die Versenkung der obern Schicht das untere Achsenpaar. Fig. 281, 281a, 281b, 282.

Ist die Breite der Baugrube so bedeutend, daß die Wagen, worauf die Trichter gehen, sich nicht mehr gegen ein starkes Einbiegen sichern lassen, so muß man entweder den Trichter auf Fahrzeuge legen oder zur Versenkung des Béton mit Bétonkasten seine Zuflucht nehmen.

Bei den Trichtern ist zu bemerken, daß sie immer bis über die Oberfläche des Wassers mit Béton angefüllt bleiben müssen, damit einestheils der gehörige Druck auf den eben versenkten Béton ausgeübt wird und anderntheils auch das Material, während es in die Trichter geschüttet wird, nicht durch das Wasser hindurchfällt. Zur ersten Füllung des Trichters bedient man sich entweder einer einfachen Rutsche oder eines engen Canals m, wie die Fig. 281 und 281a zeigen. An der untern Mündung des Trichters sind zwei Walzen angebracht, diese dienen dazu, den versenkten Béton zu comprimiren und zu ebnen und zwar kommt bei der abwechselnden Bewegung des Trichters jedesmal die Walze in Wirksamkeit, welche dem Trichter folgt.

Bei dem Heraustreten des Béton aus dem Trichter tritt derselbe mit dem Wasser in Berührung und es ist eine Auswaschung des Kalks aus dem Mörtel unvermeidlich; es wurde daher von Mary der Vorschlag gemacht, den Trichter an seiner untern Mündung mit zwei geneigten Flächen zu versehen, welche die Dossirungen sowohl an der Seite, als auch in der Richtung, wohin der Trichter sich bewegt, bedecken. Beim Bau der Neckarbrücke bei Ladenburg hat man hiervon Gebrauch gemacht, und zwar in der Weise, daß man den Trichter mit drei Flügeln versah, wovon die zwei in der Richtung der Bewegung liegenden schar-

nierartig befestigt waren, damit man sie abwechselnd in die Höhe heben konnte, Fig. 281, 281 a. Im Allgemeinen zeigt die Versenkung des Béton mit dem Trichter keine besondere Nachtheile und ist für die meisten Fälle zu empfehlen.

Die Versenkung des Béton in Kasten ist ebenfalls sehr einfach, allein sie hat den Nachtheil, daß der Béton sich nicht eben in der Baugrabe ablagert, sondern mit eigenen Vorrichtungen wieder abgeglichen werden muß.

Bei dem Baue der großen Ill-Schleuse bei Straßburg wurde auf folgende Art verfahren: eine leichte Rüstung mit einer horizontalen Winde wurde über die rechteckige Oeffnung eines Floßes gestellt, mit dieser Winde konnte ein Kasten herabgelassen werden, der jedesmal mit einem Zehntel Kubikmeter Béton angefüllt war. Nach dieser Füllung wurden die beiden untergelegten Walzen, welche bisher den Kasten trugen, herausgezogen, und der letztere so weit langsam herabgelassen, bis er auf der Sohle der Baugrube, oder auf dem schon früher versenkten Béton auffaß. Nunmehr drehte man die Winde um 90 Grade rückwärts, damit Raum genug vorhanden war, um den Kasten um seine Achse drehen und somit ausleeren zu können. Dieses Drehen geschah mit einer dünnen Leine. Bei der nächsten Versenkung wurde die Welle um die Länge des Kastens verschoben und es bildete sich sonach unter der Oeffnung im Floße ein ähnlicher Streifen wie bei der Anwendung des Bétontrichters. Jedesmal nach Beendigung eines Streifens wurde der Floß verfahren, ein weiterer Streifen versenkt und somit nach und nach eine Schicht gebildet.

Sehr großartig waren die Bétonirungsarbeiten bei dem Bassin zur Ausbesserung der Seeschiffe in Toulon *).

Das ganze Bétonfundament hatte eine Länge von 115 Mtr., eine Breite von 30 Mtr. und eine mittlere Dicke von 5 Mtr., die mittlere Wassertiefe betrug 8·5 Mtr. Zur Versenkung des Béton mittelst Kasten wurden 8 Bahnen, Fig. 283, quer über die Baugrube gelegt; zu dem Behufe ließ man 9 Reihen flach gebaute Pontons aufstellen, jedesmal 3 Pontons in eine Reihe. Zwischen je 2 Reihen blieb eine freie Oeffnung von 1·2 Mtr. Weite, damit man die 1 Mtr. breiten Kasten bequem durchlassen konnte. Ueber jeder Oeffnung stand eine mit einem leichten Dache versehene Winde, welche nach der ganzen Breite der Baugrube verfahren werden konnte. Die Fig. 284, 284 a, 284 b zeigen die Winde mit dem angehängten Kasten. An der Welle w hing der aus Schmiedeisenblech angefertigte Kasten an den Ketten h. — Das an der Welle festsitzende Stirnrad c greift in ein Getriebe e, an dessen Achse zwei Kurbeln a aufgesteckt sind; f ist ein Bremsrad mit dem Bremshebel g; die Kette l geht von der Welle w an den Hebel p, welcher in dem Punkte i auf dem Kasten aufliegt und bei k den Kopf des Riegels o faßt; ein gleicher Riegel wie o befindet sich auch auf der andern Seite des Kastens, und damit dieser gleichzeitig gehoben wird, geht von i eine Stange, welche mit dem Hebelsarm p i fest verbunden ist, auf die andere Seite, und ist dort rechtwinklich umgebogen; an dem Ende des umgebogenen Theils hängt der zweite Riegel; n n sind die herabhängenden Flügel, welche scharnierartig an den

*) Annales des ponts et Chaussées. März - April 1850.

Kasten befestigt sind; q sind zwei hölzerne Querschwellchen, gegen welche die zum Tragen des Béton dienenden Gefäße angeschlagen werden, damit sie sich vollständig entleeren; r, Fig. 286, ist eine eiserne Stange mit einem Hacken, mittelst welcher die Flügel wieder in diejenige Lage gebracht werden können, die zur Schließung der Riegel nöthig ist.

Ein solcher Kasten m faßte 1 Kubik-Mtr.; sobald daher alle 8 Kasten in Thätigkeit gesetzt waren, versenkte man täglich nahe 200 Kubik-Mtr. Béton.

Zur Sondirung der Béton-Oberfläche bediente man sich einer hölzernen Stange s, Fig. 283, welche an ihrem untern Ende mit einer quadratförmigen Tafel versehen war.

Bei den Versenkungen der Bétonmassen genügt es nicht, nur besondere Vorsicht darauf zu verwenden, daß der Béton so wenig wie möglich ausgewaschen wird und die einzelnen Lagen in einen Verband kommen, sondern es muß auch darauf geachtet werden, daß die aufeinander folgenden Schichten sich gut verbinden, und dieß erfordert die sorgfältige Wegnahme der sich an dem Fuße jeder neuen Lage bildenden schlammigen Kalkmasse, welche aus dem Béton ausgewaschen wird. Bei kleinern Baugruben bedient man sich zur Wegnahme dieses Kalkschlammes der Baggersäcke. Bei den Arbeiten in Toulon pflegte man kupferne Saugpumpen v, Fig. 283, zu verwenden, welche auf der letzten Pontonreihe aufgestellt waren; von jeder Pumpe ging ein Rohr bis hinab an den Fuß der von dem Béton gebildeten Dossirung, wo alsdann ein Sauger befestigt war.

Die Pumpen arbeiteten so lange an einer Stelle, bis sie klares Wasser lieferten. Ein Theil der Kalkmasse ging indeß immer an den Saugern vorbei und lagerte sich weiter abwärts vom Fuße der Dossirung ab; um diesen Theil herauszuheben, ließ man von zwei Nachen aus einige blecherne Baggerschaufeln senkrecht auf die Sohle der Baugrube herab und zog dieselben, nachdem sie sich angefüllt hatten, mittelst Winden y, die auf einem großen Fahrzeug F, welches etwa 15 Mtr. weiter abwärts von dem Fuße der Dossirung festgeankert lag, wieder herauf und entleerte sie in einen Nachen.

Bei Versenkung kleiner Bétonmassen und bei weniger beträchtlichen Wassertiefen lohnt es sich nicht immer, einen Trichter anzufertigen und dafür eine Laufbahn zu construiren. Hier kann man den Béton auf geneigten Pritschen in die Baugrube mittelst hölzerner Krücken herabschieben. Ist der Béton an dem Fuße der Pritsche angekommen und hat die Lage ihre gehörige Stärke, so schiebt man die erstere sanft zurück und läßt immer neue Bétonmassen nachrutschen.

Die Abebnung des Béton geschieht mit Krücken und flachen Stampfern.

Schließlich muß noch erwähnt werden, daß sowohl bei Versenkung des Béton mit Trichter wie mit Kasten manche Stellen in einer Baugrube entweder gar nicht erreicht werden können, oder einige Vertiefungen in der Oberfläche des Béton bleiben; diese Stellen müssen nachträglich ausgefüllt werden, wozu man sich gewöhnlich der sogenannten Handbétonpfannen bedient; dieß sind aus Eisenblech angefertigte Kästchen, welche mit einer hölzernen Stange herabgelassen und auf dem Béton angelangt durch Anziehen einer dünnen Leine ausgeleert werden.

§. 126.

Der liegende Rost.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß jeder Baugrund einigem Drucke widerstehen kann, er fängt nur an zu weichen, sobald dieser Druck größer wird, als seine Tragfähigkeit es ist; vertheilt man daher den Druck auf eine recht große Fläche, so hat jede Quadrateinheit derselben um so weniger zu tragen, und man wird dem Boden um so sicherer eine Last aufbürden können. Eine Verbreitung des Fundaments und eine Vertheilung der Last ist daher in dieser Beziehung bei jedem minder haltbaren Boden von großem Vortheile; sie ist es aber auch noch in anderer Beziehung: ein weicher Boden ist natürlich sehr häufig nicht überall von gleicher Beschaffenheit, er kann theilweise ein größeres Gewicht tragen als an andern Stellen; wollte man also unmittelbar ein Gebäude darauf stellen, so würde dieß sich ungleich senken und der Nachtheil wäre weit größer, als wenn dasselbe im Zusammenhange und möglichst gleichförmig sich gesetzt hätte. Hiernach wird es Bedingung, daß die tragende Fläche unter dem ganzen Gebäude zusammenhängt und so innig verbunden ist, daß keine Trennung erfolgen kann.

Gewöhnlich sind es die liegenden Roste, welche eine Vertheilung der Last zu bewirken haben.

Daß diese Roste nur dann ihrem Zwecke entsprechen, wenn eine Biegung derselben durch den Verband des darauf ruhenden Mauerwerks verhindert wird, ist für sich klar. Bei der Ausführung eines Rostes muß man darauf Rücksicht nehmen, daß derselbe immer unter Wasser bleibt; denn wäre dieß nicht der Fall, so würde er, selbst im nassen Thonboden, bald verrotten und sodann unter der darauf ruhenden Last zerdrückt werden.

Die Figuren 220 und 220a Taf. XI. zeigen einen liegenden Rost im Querschnitt und Grundriß. Den wesentlichsten Theil des Rostes bilden die Langschwellen, welche das Fundament der Länge nach zusammenhalten sollen; die Stöße der Langschwellen müssen immer auf den Quer- und Unterlagsschwellen stattfinden. Die Langschwellen haben eine Stärke von 0·21 bis 0·3 Mtr., selten 0·36 Mtr.; ihre Entfernung ist selten größer als 1 Mtr. von Mitte zu Mitte derselben; über denselben liegt eine Bohlenlage von 0·06 bis 0·12, höchstens 0·18 Mtr. Stärke, deren Befestigung mit hölzernen Nägeln geschieht. Die eigentliche Verbindung unter sich erhalten die Langschwellen durch die Querschwellen, welche in einem Abstande von 0·9 bis höchstens 1·8 Mtr. horizontal auf dem natürlichen Boden liegen.

Da wo die Langschwellen die Querschwellen kreuzen, sind letztere etwa 0·06 bis 0·09 Mtr. tief ausgeschnitten.

Damit die Last des Baues nicht allein auf den Schwellen ruht, so werden die einzelnen Rostfelder sorgfältig mit Material angefüllt und festgestampft. Dieses Material kann Thon oder Lehm mit einem Zusatze von Steinen oder Kies, auch Sand oder endlich auch Stein sein; im letztern Falle wird ein regelmäßiges Mauerwerk ausgeführt, welches man, sobald die Fugen mit kleinern Steinstücken ausgeschlagen sind, mit einer hydraulischen Mörtelmasse übergießt. Auf eine gleichmäßige Unterlage der Schwellen ist natürlich gehörige Sorgfalt zu verwenden.

Ist dieser Rost mit einer Spundwand zu umgeben, so kann dieß entweder in der Weise geschehen, wie aus den Figuren 220 und 220a ersichtlich ist, oder indem man die äußersten Lang- und Querschwellen beim Einrammen der Spundpfähle schon als Lehren dienen läßt. Fig. 222 und 222a. In keinem Falle soll die Spundwand mit dem Roste so fest verbunden sein, daß dadurch die gleichmäßige Senkung des letztern gestört werden könnte.

Der Zweck der Spundwand ist, ein Auswaschen des Grundes und sonach ein Unterspülen des Fundaments zu verhindern. Dieser Zweck wird aber nur dann erreicht, wenn der Rost so tief liegt, daß keine Quellen sich unter demselben hindurchziehen und der umgebende Boden immer fest bleibt. Mit der Spundwand erreicht man aber noch die Vortheile, daß etwaige Wasseradern während des Baues abgeschnitten werden, sodann der Grund unter dem Roste fest eingeschlossen ist und somit das Ausbringen der Erde verhindert wird.

Die eben erwähnte Construction des Rostes ist die in Norddeutschland gebräuchliche; in Süddeutschland weicht man in soferne davon ab, als man gewöhnlich beide Schwellen an den Ueberkreuzungen auf halbe Schwellendicke ausschneidet, so daß sie bündig sind; die Rostfelder werden mit Bruchsteinen ausgemauert und das Ganze mit einer 0·06 bis 0·04 Mtr. starken eichenen Bohlenlage bedeckt. Die Entfernung der Lang- und Querschwellen unter sich ist 0·9 Mtr. von Mitte zu Mitte.

Telfort hat einen Rost der Art bei dem Baue der Brücke zu Gloucester über den Savern angewendet; er ließ aber auf dem geebneten Kiesboden eine Schicht flacher und lagerhafter Steine ausbreiten und legte hierüber den Rost.

Noch andere Constructionen werden in England und Frankreich in Ausführung gebracht. Dieselben unterscheiden sich von den vorhergehenden dadurch, daß man entweder die Langschwellen ganz wegließ und nur über die Querschwellen eine starke Bedielung brachte; oder daß man die Lang- und Querschwellen dicht neben- und übereinander legte; oder endlich, daß man die Langschwellen unter die Querschwellen brachte, also umgekehrt wie in Fig. 220, dabei dieselben aber so tief einschnitt, daß die Oberfläche der Bohlenlage in die gleiche Ebene mit den Querschwellen fiel. Fig. 222.

In Frankreich ist es nichts Seltenes, daß man den Rostbelag ganz wegläßt. Belidor und Sganzin sind der Meinung, daß der Bohlenbelag nur den Verband des Mauerwerks unterbreche und somit nicht zweckmäßig sei.

Im Allgemeinen ist man in neuerer Zeit allerwärts zur Ueberzeugung gekommen, daß eine Fundirung auf Béton den Vorzug verdient, indem sie während des Baues die Quellen abhält und mit dem Mauerwerke in eine innige Verbindung gebracht werden kann. Außerdem verliert der Béton nichts an seiner Festigkeit, wenn auch der Boden umher austrocknen sollte, wogegen das Holz in diesem Falle bald so geschwächt wird, daß es zu weichen anfängt und Bewegungen im Mauerwerke veranlaßt. Der Rost findet nur in solchen Fällen seine Anwendung, wenn die Fundirung in möglichst kurzer Zeit geschehen soll und man überhaupt das Hartwerden des Béton nicht abwarten kann.

§. 127.

Der Pfahlrost.

Der Pfahlrost wird entweder da angewendet, wo der Baugrund durchweg von einer gleichmäßigen und schlechten Beschaffenheit ist, so daß die Spitzen der Pfähle keine festeren Schichten erreichen, als diejenigen sind, welche sie bereits durchdrungen haben; oder in dem Falle, wo der Boden, auf welchen das Fundament gesetzt werden soll, keinen sichern Baugrund bildet, aber auf einer festern Erdschicht ruht, die mit den Pfählen erreicht werden kann.

Im ersten Falle kann nur die Reibung, welche das umgebende Erdreich seitwärts gegen die Pfähle ausübt, die Vermehrung des Widerstandes erzeugen, im letzten Falle wird die Last des Gebäudes durch die Pfähle auf den festen Grund übertragen. In beiden Fällen muß es auch hier als Regel gelten, daß der Pfahlrost für immer unter das Grundwasser zu liegen kommt.

Die Holzart, welche zu Pfahlrosten verwendet wird, ist entweder Kiefern- oder Eichenholz.

Nicht immer ist es zweckmäßig, den Rost horizontal zu legen, derselbe soll vielmehr normal auf der Richtung des zusammengesetzten Druckes stehen und bekommt somit bei allen Bauwerken, die einen horizontalen Schub erleiden, eine gewisse Neigung. Um hierbei den Pfählen die festeste Stellung zu geben, ist es nothwendig, sie normal auf die Neigungslinie des Rostes einzurammen. Taf. XI. Fig. 226 und 226a.

Was nun die Construction des Pfahlrostes anbelangt, so kommen dabei, wie bei dem liegenden Roste, bedeutende Abweichungen vor. Die Fig. 223 und 223a zeigen die Anordnung, welche in Süddeutschland am gewöhnlichsten ist. Die Entfernung der Pfähle beträgt, je nach dem Gewichte der Mauern, 0·9 bis 1·2 Mtr. von Mitte zu Mitte. Auf die Pfähle, welche mit Zapfen versehen werden, kommen die Langschwellen und auf diese die Zangen oder Querschwellen. Letztere durchkreuzen die ersteren rechtwinklich und an allen Durchkreuzungen sind die Schwellen auf ihre halbe Dicke eingeschnitten, damit ihre obern Flächen bündig liegen. Nachdem die Rostfelder gehörig mit Steinen ausgepflastert und mit einem Mörtelgusse überzogen sind, wird eine 0·06 bis 0·09 Mtr. starke eichene Bedielung aufgelegt und mit Nägeln befestigt.

Die Spundpfähle werden zwischen die äußersten Rostpfähle eingeschlagen und durch die mit Nuthen versehenen Rostschwellen gehalten.

Durch das Ausschneiden beider Schwellen auf ihre halbe Dicke tritt eine Schwächung des Rostes ein, man hat daher der Construction Fig. 222 und 222a den Vorzug gegeben, wobei der Einschnitt in die Schwellen nur so tief geschieht, daß die Querschwellen mit der Bohlenlage bündig zu liegen kommen.

In Norddeutschland ist es sogar gebräuchlich, nur die Querschwellen auszuschneiden und zwar nur so viel, als zur Bündigkeit der Bohlenlage mit denselben erforderlich ist, Fig. 224 und 224a. Die Rostfelder werden möglichst sorgfältig ausgemauert, und gewöhnlich wird zuvor der Grund unter dem Roste auf 0·3 bis 0·6 Mtr. Tiefe ausgehoben und ein Lehmschlag darüber gebracht, auf welchen

alsdann die Ausmauerung gelagert wird. Die Bohlen müssen übrigens bei dieser Construction so stark sein, daß sie mit Sicherheit die sie treffende Last tragen können. Oefters hat man noch einige Modificationen eintreten lassen, indem man die Pfähle des Rostes in den einzelnen Reihen sich nicht gegenüberstehen ließ, sondern sie versetzte, wodurch eine gleichmäßige Compression des Bodens bewirkt wurde; ferner indem man die Querschwellen mit der Bedielung nicht bündig legte, und somit den Vortheil erreichte, daß die Oberfläche des Rostes uneben und ein Gleiten des Mauerwerks weniger möglich wurde. Die Spundwand, welche den Rost umgibt und den gleichen Zweck hat, wie bei dem liegenden Rost, kann mit den äußersten Schwellen desselben fest verbunden werden, wie Fig. 222 zeigt, da hier kein tieferes Einsinken des Rostes stattfinden darf. Wenn die Spundwand über den Rost hervorragen darf, so ist es am besten, sie außerhalb der vorderen Pfahlreihe und zwar nicht zu nahe an dieselbe zu stellen, wie Fig. 224 zeigt, indem alsdann mit dem Einrammen der Spundpfähle der Anfang gemacht werden kann und sie am meisten regelmäßig und tief genug eindringen.

Wohl hat man die Spundwand auch schon innerhalb der äußersten Rostschwellen angebracht, und zwar in der Absicht, ihr eine mehr gesicherte Lage zu geben, allein es ist dieß nicht zweckmäßig, indem die äußersten Rostpfähle ganz frei stehen, daher äußeren Beschädigungen ausgesetzt sind.

In Frankreich, England und Holland ist es nichts Seltenes, daß bei der Construction des Pfahlrostes die Querschwellen oder Zangen ganz wegbleiben, da eine Ausgleichung des Druckes durch dieselben nicht mehr wie bei dem liegenden Roste erforderlich erscheint. Der Zweck der Querschwellen ist allein der, die Langschwellen in gleichem Abstande zu erhalten und ein Ausweichen derselben nach der Seite zu verhindern. Da die Tendenz zu einer solchen Bewegung aber in den meisten Fällen gar nicht vorhanden ist, so kann die Fortlassung der Querschwellen auch als gerechtfertigt angesehen werden. Fig. 226 und 228a.

Es fehlt nicht an Beispielen, daß die Schwellen des Pfahlrostes die kürzere Dimension des Baues zur Länge erhalten, wo demnach die Langschwellen ganz fehlen; z. B. Brücke zu Stains über die Themse und Neuilly-Brücke über die Seine, erbaut von Perronet.

Eine weitere Abweichung von der gewöhnlichen Construction besteht darin, daß man ebenso wie bei dem liegenden Roste den Bohlenbelag ganz wegläßt. Dagegen läßt sich jedoch erinnern, daß der Verband in den untersten Schichten des Mauerwerks vor der Erhärtung des Mörtels leicht aufgehoben werden kann, und Falls eine Unterwaschung des Rostes vorkommen sollte, das Mauerwerk frei liegt, folglich auch theilweise herabsinken kann. Nichts desto weniger ist in England, wo man wegen der hohen Holzpreise statt der Schwellen häufig nur 0·15 bis 0·18 Mtr. starke Bohlen anwendet, die Weglassung der Bedielung nicht sehr selten; es gibt sogar Fundirungen, wobei auf die Pfahlreihen nur 0·18 Mtr. starke Bohlen mittelst Nägeln befestigt wurden, während aber ein 0·6 Mtr. hohes Bétonbette zwischen den Pfählen den Boden für das Mauerwerk bildete.

In der Regel sollen die Rostpfähle ganz in den natürlichen Boden eingerammt werden, damit das Mauerwerk gleich von dem Flußbette an beginnen

kann, denn ein Freistehen der Pfähle hat, wenn auch in Bezug auf ein Ausbiegen derselben keine Gefahr vorhanden ist, doch den Nachtheil, daß das strömende Wasser sie mit der Zeit angreift. Man hat zwar in solchen Fällen die Zwischenräume der freistehenden Pfähle mit Steinen ausgefüllt, allein solche Steinwürfe können leicht ausgewaschen oder unterspült werden.

Zuweilen ist man von dieser Regel abgewichen; z. B. bei dem Baue der Brücke zu Rouen hat man die Pfähle auf 4 Mtr. Höhe freistehen lassen und die Zwischenräume mit Béton ausgefüllt, das ganze Fundament wurde von außen durch einen Steinwurf geschützt.

In England sind diese Fundirungen unter dem Namen Stelzfundamente bekannt, und man wendet sie hauptsächlich nur dann an, wenn die Gründung des Mauerwerks durch Senkkasten geschieht, oder wenn bei kleineren Wassertiefen der Rost mit einem Theile des Mauerwerks versenkt werden kann. Hier haben diese Fundamente den großen Vortheil, daß die Tiefe des Wassers über der Basis des Baues vermindert wird.

§. 128.

Tragfähigkeit der Pfähle.

Will man bei einem Pfahlwerke die nöthige Sicherheit erreichen und zugleich nicht unnöthigerweise die Kosten des Baues vermehren, so kommt es nur darauf an, den Pfählen einen so festen Stand zu geben, daß sie die nach dem Bauprojecte bestimmte Last mit voller Sicherheit zu tragen im Stande sind. Bei allen Pfählen, die durch die umgebende Erde hinreichende Haltung haben, und mit ihrer Spitze in einem festen Grunde stecken, ist die Tragfähigkeit nach ihrer rückwirkenden Festigkeit zu bemessen und gewöhnlich werden dieselben mit einer weit geringern Last beansprucht, als diese ist, welche ein Zerdrücken hervorbringen würde. Anders ist es bei Pfählen, die in einem weichen Grunde stecken, denn diese erreichen nie eine ganz feste Stellung. Hier handelt es sich darum, zu untersuchen, wie tief ein Pfahl eingerammt werden muß, damit er eine gewisse Last mit voller Sicherheit tragen kann. Aus Mangel der hinreichenden Anzahl von sicheren Erfahrungen über das Eindringen der Pfähle in verschiedenen Bodenarten, unter gewissen gegebenen Verhältnissen, hat man bis jetzt hauptsächlich zwei Wege eingeschlagen, um wenigstens einigermaßen die Tragfähigkeit eines Pfahls beurtheilen zu können.

Der eine besteht darin, daß man die Leichtigkeit, womit der Pfahl während der letzten Hitze in den Boden eindringt, als Maßstab für die Festigkeit seines Standes benutzt. Perronet sagt über diesen Gegenstand folgendes:

„Der Rostpfahl darf nur in dem Falle als hinreichend tief eingerammt angesehen werden, wenn er in jeder Hitze von 25 bis 30 Schlägen nur 1 bis 2 Linien eindringt, und dieses muß während mehrerer aufeinander folgenden Hitzen geschehen. Bei andern Pfählen dagegen, die weniger belastet werden, kann man sich auch damit begnügen, daß sie in der Hitze noch 6 Linien, auch wohl einen Zoll eindringen. Das gewöhnliche Gewicht des Rammklotzes für Grundpfähle

beträgt 6 bis 7 Centner, bei stärkern und längern Pfählen 12 Centner und der Kloß muß $4\frac{1}{2}$ Fuß hoch herabfallen."

Eganzin*) bemerkt folgendes:

„Die Erfahrung und die Praxis haben bei großen Bauten dahin geführt, einen Pfahl als gehörig feststehend zu betrachten, um eine dauernde Belastung von 25000 Kil. zu tragen, wenn er bei Anwendung einer Kunstramme in der Hitze von 10 Schlägen mit einem Rammkloße von 600 Kil. Gewicht, der 3·6 Mtr. hoch gehoben wird, nur noch einen Centimeter weit eindringt, oder wenn die Zugramme angewendet wird, darf er bei der Hitze von 30 Schlägen mit demselben Rammkloße, der 1·2 Mtr. hoch gehoben wird, sich gleichfalls nur einen Centimeter senken."

In England hat man bei dem Baue der Junctions-Docke in Hull, wo einzelne Pfähle mit 60,000 Pfund belastet sind, dieselben so lange eingerammt, bis sie in 30 Schlägen von 6 Fuß Höhe, die mit einem 13 Centner schweren Kloße gegeben wurden, nur noch $1\frac{1}{2}$ Zoll tief eindrangen.

Bei der Entwässerungsschleuse zu Catwyk in Holland trägt der einzelne Pfahl 16,500 Pfund, und bei der Untersuchung des Baugrundes wurde die Länge der Pfähle darnach bestimmt, daß der Probepfahl auf 20 Schläge mit dem 11 Centner schweren Rammkloße noch 4 Zoll eindrang. Dieser Bau zeigte keine Spuren einer Senkung.**)

Hieraus ist ersichtlich, daß die Annahmen über die Tragfähigkeit der Pfähle sehr verschieden sind und man eine allgemeine Regel nicht finden kann, sondern vielmehr die Beschaffenheit des Grundes immer gehörig berücksichtigen muß. Besondere Vorsicht erfordert der Boden, welcher viele Thontheile enthält.

Der zweite Weg besteht darin, daß man aus den allgemeinen mechanischen Gesetzen, unter Annahme eines durchaus gleichartigen Baugrundes, eine Relation zwischen dem Widerstande gegen das Eindringen des Pfahls und der Stoßwirkung des Klotzes auf denselben darstellt.

Wenn von der Zusammenpressung des Pfahles bei einem erfolgten Schlage des Bären abgesehen wird, so hat man nach Anhang §. 15 Gleichung (1) die Last, welche der Pfahl mit voller Sicherheit tragen kann:

$$L = \frac{h Q^2 q}{4 e (Q + q)^2}$$

und die Tiefe e, bis zu welcher der Pfahl bei dem letzten Schlage noch eindringen muß, um diese Last L mit Sicherheit zu tragen; nach Gleichung (2)

$$e = \frac{h Q^2 q}{4 L (Q + q)^2}$$

Q ist das Gewicht des Rammklotzes,

q " " " " Pfahls,

h die Höhe, von welcher der Kloß frei herabfällt.

Wird ein Aufsatz angewendet und ist das Gewicht desselben q, so ergibt sich die Last

*) Programme ou résumé des Leçons. 4. édition I. p. 169.

**) Hagen, Wasserbau. I. Theil, S. 616.

$$L = \frac{h Q^2 q q_,^2}{4 e_, (Q + q_,)^2 (q_, + q)^2} \text{ und die Tiefe } e_,$$

$$e_, = \frac{h Q^2 q_,^2 q}{4 L (Q + q_,)^2 (q_, + q)^2}.$$

Beispiel. Die Last, welche ein Pfahl vom Gewichte = 300 Kil. mit Sicherheit tragen muß, ist = 10000 Kil.; die Zugramme zum Eintreiben des Pfahls hat einen Rammkloß von 300 Kil. Gewicht, die Fallhöhe ist 1,35 Mtr. Es fragt sich, wie lange muß der Pfahl eingerammt werden oder wie tief muß er in der letzten Hitze von 30 Schlägen noch einbringen, um erwähnte Last mit Sicherheit zu tragen? Es ist

$$E = Ne = \frac{N h Q^2 q}{4 L (Q + q)^2}$$

$$\left.\begin{array}{l} N = 30 \\ h = 1{,}35 \text{ Mtr.} \\ Q = 300 \text{ Kil.} \\ q = 300 \;\;'' \\ L = 10000 \text{ Kil.} \end{array}\right\} \text{daher } E = 0{\cdot}075 \text{ Mtr. oder } 2'' \; 5''' \text{ bad.}$$

[Einige Beispiele im Vortrage.]

Hat man eine Rammarbeit auszuführen, so ist es rathsam, alle Erscheinungen, die sich beim Einrammen der Pfähle zu erkennen geben, zu beobachten und aufzuschreiben, d. h. ein Rammregister zu führen; dasselbe gewährt den Nutzen, daß der bauführende Ingenieur sein Verfahren rechtfertigen kann, und überdieß lehrt die Erfahrung, daß die Aufmerksamkeit geschärft und manche unangenehme Folgen verhütet werden.

Perronet theilt in der Beschreibung des Brückenbaues zu Neuilly ein Rammregister mit; jeder Pfahl war auf dem Grundrisse mit einer Nummer versehen. Das Register enthält:

1) den Tag, an welchem der Pfahl seinen festen Stand erreichte;
2) die Nummer des Pfahls;
3) die Länge vor dem Einrammen;
4) seinen mittlern Umfang;
5) Gewicht des Rammklotzes;
6) Anzahl Arbeiter an der Ramme;
7) Tiefe, zu welcher der Pfahl angetrieben wurde.

Dazu sollte noch kommen: die Tiefe, auf welche der Pfahl bei der letzten Hitze noch einbrang.

§. 129.

Abschneiden der Pfähle unter Wasser.

Bei den Gründungen mittelst Versenkung des Mauerwerks, sei es, daß letzteres sich nur auf einem Roste oder in einem Senkkasten befindet; ferner bei Betongründungen oder überhaupt bei allen Fundamentirungen unter Wasser, wo man die Fangdämme zu umgehen sucht, müssen die Rost- und Spundpfähle in

einer gewissen Tiefe unter dem Wasserspiegel horizontal abgeschnitten werden, wozu man sich der Grundsäge bedient.

Am einfachsten wird diese Grundsäge in dem Falle, wenn es sich nur darum handelt, einzelne Pfähle in einer nicht zu großen Tiefe unter dem Wasserspiegel abzuschneiden, und der Schnitt nicht horizontal geführt werden muß. Hier wird ein auf die gewöhnliche Art eingespanntes Sägeblatt an eine lange mit einem Handgriffe versehene Stange so befestigt, daß die Ebene desselben mit der der Stange und des Handgriffs zusammenfällt.

Diese Vorrichtung wird entweder von einem Gerüste oder von einem Nachen aus schräge herabgeführt und bewegt; dabei wird die Arbeit wesentlich erleichtert, wenn man der Stange noch eine Unterstützung gibt. Beim Beginnen der Arbeit läßt man die Säge mittelst einer Leine bis zu der erforderlichen Tiefe herab; mit einer zweiten Leine zieht man dieselbe während der Arbeit gegen den Pfahl an. Bei einer Wassertiefe von 18 Mtr. sind wenigstens 3 Mann zur Handhabung dieser Säge erforderlich.

Sobald aber die Bedingung gestellt wird, daß die Pfähle in einer gewissen Tiefe horizontal abgeschnitten werden müssen, reicht man mit obiger Vorrichtung nicht mehr aus, sondern es muß entweder ein gerades Sägeblatt in ein Gatter so eingespannt werden, daß es sich genau horizontal bewegen und in die verlangte Tiefe bringen läßt, oder eine Circularsäge in Anwendung kommen. Bei dem Abschneiden von Pfahl- und Spundwänden zeigen sich auch die Bogensägen sehr vortheilhaft.

In jedem Falle ist eine feste Rüstung hier nicht zu umgehen. Die Holme dieser Rüstung werden stets horizontal gelegt und man hat sodann den Schlitten, der die Säge trägt, hin und herzuschieben, um alle Pfähle nacheinander in gleicher Horizontalebene abzuschneiden. Ist der Schlitten sehr schwer, so versieht man ihn mit Rollen oder Rädern, und wird daran die Säge besonders bewegt, so pflegt man denselben auf eine Querbahn zu stellen, die ebenfalls mit Rollen versehen ist und auf einer Längenbahn verschoben werden kann; durch diese Einrichtung kann die Verschiebung nach 2 Richtungen vorgenommen werden und man wird im Stande sein, alle Rostpfähle in gleicher Horizontale abzuschneiden.

Die Tiefe, bei welcher die Pfähle unter Wasser abgeschnitten werden müssen, übt auf die Construction der Grundsäge einen wesentlichen Einfluß aus.

Beträgt die Tiefe höchstens 1·8 — 2 Mtr., so kann die Anordnung folgende sein: Das Sägeblatt ab, Fig. 238, Taf. XII., wird in einen Rahmen eingespannt, der pendelartig um den Bolzen c schwingt und mittelst der beiden Zugstangen d und e hin- und herbewegt werden kann. Das Andrücken der Säge an den abzuschneidenden Pfahl kann durch die beiden Zugstangen bewirkt werden.

Pochet hat bei den Brücken Maudit und Rousseau zu Nantes eine Säge angewendet, welche durch die Fig. 236, 236a, 236b und 237 in den verschiedenen Ansichten dargestellt ist; an dem Schlitten A befindet sich ein rechteckiger Rahmen, welcher oben mit 2 sich kreuzenden Streben verspannt und unten durch eine schmiedeiserne nach rückwärts ausgebogene Stange verbunden ist; dieser Rahmen wird von zwei Arbeitern an den Griffen a gefaßt und hin- und hergeschoben.

Von beiden Enden des Sägeblattes gehen die Zweige eines dünnen Taues t aus, welches über eine Rolle führt und mit 5 Kil. Gewicht beschwert ist, um die Säge gegen den Pfahl anzudrücken. Die Länge des Rahmens ist 3·3 Mtr.; die Wassertiefe über dem Sägeblatt beträgt 2·5 Mtr.; 2 Zimmerleute und 2 Tagelöhner, welche mit einander abwechselten, schnitten in einem Tage im Mittel 15 bis 20 Pfähle ab. Die Kosten des Abschneidens sind daher für einen Pfahl 0·66 Francs.

Bei einer Wassertiefe von 3 bis 6 Mtr. hat man sich in neuerer Zeit bei dem Bau der Brücke zu Ladenburg zweier Sägen bedient, welche auf Taf. XII. durch die Fig. 234 und 239 dargestellt sind, und die etwas näher beschrieben werden sollen.

Bei der Grundsäge, Fig. 239, 239a und 239b, wurde vor Allem eine feste horizontale Bahn construirt, die sich auf die ganze Länge der Baugrube erstreckte. Auf dieser Bahn stand ein Wagen A, welcher aus zwei parallelen Trägern, die durch einige Querhölzer mit einander verbunden sind, zusammengesetzt war. Jeder Träger bildet das Unterlager einer schmiedeisernen Schiene, wodurch eine zweite Bahn entsteht, welche die erstere rechtwinklich durchkreuzt. Auf dieser zweiten Bahn ruhte der Schlitten mit dem eigentlichen Sägegestelle, bestehend aus einem horizontalen Rahmen a, der mit 4 Laufrädern versehen ist, sodann aus der verticalen mit Kreuzstreben verspannten und nach rückwärts verstrebten Balkenwand b, an deren unterm Ende das Sägegatter, Fig. 240, so befestigt ist, daß es sich leicht mit dem Hebel c, welcher sich um den Bolzen bei d drehen kann, hin und her bewegen läßt. Der genannte Hebel c hat unten eine eiserne Spitze, welche in die ovale Vertiefung der Stange α β des Gatters eingreift, an seinem obern Ende sitzt ein horizontaler Arm mit 2 Handgriffen m und n.

Um ein Andrücken der Säge an den abzuschneidenden Pfahl zu bewirken, geht von dem Drehbolzen d ein Tau durch einen Oehrbolzen des Rahmens a an die Welle der Zugwinde N. Es ist einleuchtend, wie mit diesem Apparate alle Pfähle einer Reihe in gleicher Höhe abgeschnitten werden können. Um die folgende Pfahlreihe abzuschneiden, hat man nur den Wagen A der Länge nach zu verschieben.

Diese Grundsäge hat sich selbst bei der bedeutenden Wassertiefe von 6 Mtr. als zweckmäßig erwiesen; sie ist es aber in noch viel höherem Grade bei Wassertiefen von 2 bis 4 Mtr.

Bei dem Hafenbau zu Konstanz kostete der Pfahl bei einer Wassertiefe von 2·5 Mtr. nur 0·25 Francs.

Die andere Säge, welche durch die Fig. 234, 234a und 234b dargestellt ist, wird eine Kreis- oder Circularsäge genannt. Die Rüstung hat hierbei die gleiche Construction wie bei der oben beschriebenen Horizontalgrundsäge. Das Sägegestelle besteht aus dem Schlitten a der mit 4 Laufrädern versehen ist; sodann aus dem an diesen Schlitten befestigten verticalen Balken b, der nach beiden Seiten durch die Streben dd und nach rückwärts durch die Strebe c gehalten ist, und zur Aufnahme gußeiserner Lager dient. Die Kreissäge S, Fig. 235, befindet sich an dem untern Ende einer schmiedeisernen Welle, welche durch die oben erwähnten gußeisernen Lager geht und nahe an ihrem obern Ende ein konisches Rädchen trägt.

Auf dem Schlitten a sind zwei gußeiserne Schilde s aufgeschraubt, welche zur Aufnahme einer horizontalen Achse dienen, die einerseits mit einer Kurbel, andererseits mit einem konischen Rade, welches in das Triebrädchen an der Welle eingreift, versehen ist. Zur Ausgleichung der Bewegung sitzt an dem Kopfe der Welle ein Schwungrad.

Das Andrücken der Säge an den abzuschneidenden Pfahl geschieht entweder vermittelst eines Taues durch eine Zugwinde, oder durch ein an dem Taue angehängtes Gewichte.

Auch diese Grundsäge lieferte günstige Resultate.

Im Allgemeinen werden die Kreissägen ihrer einfachen Aufstellung und Construction wegen den Horizontalgrundsägen vorgezogen; allein ein Umstand, welcher der Anwendung der Kreissäge häufig hindernd entgegentritt, ist die Schwierigkeit, ein gutes Sägeblatt von der erforderlichen Größe zu erhalten. Für Pfähle von 0·3 Mtr. Stärke muß das Sägeblatt mindestens 1 Mtr. Durchmesser haben.

Uebrigens läßt sich in Ermanglung eines hinlänglich großen Sägeblattes das Prinzip der Kreissäge auch auf eine andere einfachere Art für die Grundsäge benützen, indem man sich der **Bogensäge** bedient, wie solche durch die Fig. 241 dargestellt ist.

Das Sägeblatt bildet einen Kreisbogen, der die Drehungsachse zum Mittelpunkte hat, und ist zwischen zwei von der Achse ausgehende Arme, die einen Winkel von 120 Grad gegeneinander machen, auf die gewöhnliche Weise eingespannt. Zur Hin- und Herbewegung der Säge ist an dem obern Ende der Drehungsachse ein eiserner Arm rechtwinklich aufgesteckt, welcher einen mit zwei Handgriffen versehenen doppelarmigen Hebel trägt, woran 4 Arbeiter stehen. Im Uebrigen ist die Aufstellung und Construction der Zurüstung ganz ähnlich wie bei der Circulargrundsäge. Insbesondere zum Abschneiden der Spundpfähle ist die Bogensäge geeignet.

Sowohl an den Horizontal- wie an den Circulargrundsägen hat man in der Aufstellung und Construction der Sägegestelle mannigfaltige Aenderungen getroffen, die jedoch im Wesentlichen den ganzen Apparat nicht verbesserten, sondern eher complicirter machten.

Bei dem Baue der Brücken von Chatou und Asnières auf der Eisenbahn von Paris nach St. Germain hatte man eine Circularsäge im Gebrauche, welche statt auf einer festen Rüstung auf 2 großen Nachen auflag. Das Sägeblatt hatte 1 Mtr. Durchmesser, das konische Getriebe 0·2 Mtr.; letzteres war mit zwei gleich großen Winkelrädern von 0·6 Mtr. Durchmesser im Eingriffe; an den Achsen dieser Räder waren 1·3 Mtr. im Durchmesser haltende Schwungräder aufgesteckt, von welchen die Kurbelgriffe in 0·38 Mtr. Entfernung vom Mittelpunkte genannter Achsen ausgingen. Bei einer Wassertiefe von 4·5 Mtr. über dem Sägeblatt machten 8 an den Kurbeln wirkende Arbeiter in einer Minute fünfzig Umgänge, also 150 mit der Säge, da die Uebersetzung der Räder gleich 3 ist.

Eine Schiffsrüstung kann im Allgemeinen nur in ruhigem Wasser Anwendung finden, da Schwankungen sehr störend auf die Arbeit einwirken und ein

Zerbrechen des Sägeblattes verursachen, zumal wenn die Zähne nicht genügend verschränkt sind.

Indem hier nur bemerkt wird, daß die ältern Constructionen der Grundsägen in allen Werken der Wasserbaukunst enthalten sind, soll hier noch eine Grundsäge Erwähnung finden, welche zum Verlängern eingerichtet ist. Dieselbe wurde bei dem Baue der Val-Benoit-Brücke bei Lüttich angewendet und hatte im Wesentlichen folgende Einrichtung: An vier vertical stehenden schmiedeisernen Schraubenspindeln s s, Fig. 242, 242a, 242b, welche durch einen auf vier Laufrädchen ruhenden hölzernen Rahmen R gehen, ist ein Gußstück angeschraubt, an welches zwei senkrecht auf die Richtung des Sägeblattes stehende Gußtafeln p p befestigt sind, die bis zu dem Sägegatter herabreichen. Letzteres ist von Schmiedeisen und hat die gewöhnliche Construction, wie Fig. 240. Die Hin- und Herbewegung der Säge wird durch einen Hebel f, der sich um eine feste Achse dreht, bewerkstelligt. Jede Schraubenspindel hat eine cylindrische an der Peripherie mit Zähnen versehene gußeiserne Schraubenmutter, welche oben auf dem Rahmen aufsitzt; unter je zwei Muttern eines und desselben Rahmenstücks befindet sich eine schmiedeiserne Schiene, die theils als Unterlager, theils als Verbindung der Spindeln dient. Um nun die Säge zu heben oder zu senken, hat man nur sämmtliche Schraubenspindeln gleichzeitig in Umdrehung zu setzen; zu diesem Behufe geht eine Kette ohne Ende über die vier Schraubenmuttern und über ein Getriebe K, an dessen Achse ein Schlüssel w aufgesteckt wird.

Das Andrücken der Säge an den Pfahl geschieht mittelst einer Druckschraube m, welche an ihrem Kopfe eine Kurbel trägt. Fig. 242b.

§. 130.

Umschließung der Baugrube.

Oefters kommt es vor, daß man die Baugrube nicht im trockenen Boden, sondern auf einer Stelle eröffnen will, die mit Wasser bedeckt ist, und zuweilen muß die Fundirung in dem Flußbette selbst vorgenommen werden. In diesen Fällen läßt sich der eigentliche Bau bei Anwendung der gewöhnlichen Methoden nicht früher beginnen, als bis man die Baugrube ausgeschöpft hat, und hierzu ist es wieder erforderlich, daß sie vorher schon gegen das umgebende Wasser abgeschlossen wird. Diejenigen Wände, welche zur Seite künstlich aufgeführt werden, um das Wasser abzuhalten, nennt man Fangdämme; sie müssen nicht nur dem Drucke des Wassers hinreichend widerstehen, und wo es nöthig ist auch so fest sein, daß sie vom Schlage der Wellen nicht Noth leiden, sondern ihre Beschaffenheit muß auch der Art sein, daß die feinern Wasseradern nicht hindurchdringen können. In einzelnen Fällen beschränkt sich der Zweck der Fangdämme nur darauf, die Strömung des Wassers von der Baugrube abzuhalten, alsdann sind kleine Oeffnungen darin nicht nachtheilig. Endlich ist der Baugrund zuweilen so lose und durchdringlich für das Wasser, daß die Umschließung der Baugrube von der Seite noch nicht hinreichend das Zudrängen der Quellen verhindert und man genöthigt ist, auch den Boden mit wasserdichten Schichten zu überdecken oder einen sogenannten Grundfangdamm herzustellen.

Was die Höhe eines Fangdammes betrifft, so bestimmt sich diese nach den Wasserständen, die etwa während der Bauperiode eintreten werden. Sind die Wasserstände überhaupt längere Zeit hindurch regelmäßig beobachtet worden, so kann man aus den Tabellen ersehen, bis zu welcher Höhe die stärksten Anschwellungen steigen und welche Wasserstände man während der muthmaßlichen Dauer des Grundbaues erwarten kann. Da man zum Grundbau immer diejenige Jahreszeit wählt, wo das Wasser am niedersten ist und die Anschwellungen nicht bedeutend hoch oder lange anhaltend sind, so ist es auf keinen Fall nöthig, die Fangdämme über die allerhöchsten Wasserstände zu führen, es genügt vielmehr, nur diejenigen höhern Wasserstände zu berücksichtigen, welche sich während der Bauzeit einzustellen pflegen. Geschieht es alsdann, daß der Bau in einem Sommer nicht beendigt wird, so muß man darauf gefaßt sein, sobald die Frühjahrsfluthen eintreten, die Arbeit einzustellen und den ausgeführten Theil des Werkes mit Wasser bedecken zu lassen.

An den Meeresküsten, wo der Unterschied zwischen Ebbe und Fluth sehr bedeutend ist, dient der Fangdamm gewöhnlich nur dazu, um das Eintreten des Wassers zur Zeit der Ebbe zu verhindern; die Bauzeit beschränkt sich alsdann immer nur auf einige Stunden, und sobald das Wasser steigt, wird die Baugrube wieder überfluthet.

Ist der Wasserstand bestimmt, den man noch sicher mit dem Fangdamm abhalten will, so ist es genügend, den letztern noch 0·3 Mtr. über den erstern hervorragen zu lassen.

Von der Höhe des Fangdammes ist nun nicht nur seine Stärke, sondern auch seine Construction abhängig. Bei einer Höhe von wenigen Fußen genügt es, einen Erddamm ohne Holzwand aufzuschütten, doch lagert sich die Erde fester, wenn man sie wenigstens gegen eine dichte Wand lehnt, die sich auf der innern Seite der Baugrube befindet. Zur Bildung der Holzwand wird eine verholmte Pfahlreihe aufgestellt und an diese eine Bohlenwand angelegt. Die Bohlen der letztern sind entweder vertical eingerammt oder horizontal übereinander gelegt und mit Leisten zu Tafeln verbunden, die von einer Pfahlmitte zur andern reichen.

Am häufigsten werden die Fangdämme in der Art construirt, daß man zwei senkrechte Holzwände darstellt und den Zwischenraum mit einer fetten Lehm- oder Lettenerde ausfüllt; man nennt sie in diesem Falle Kastenfangdämme.

Bei niedrigen Fangdämmen ist die Breite gewöhnlich der Höhe gleich, wenn aber die Höhe über 2·4 bis 2·7 Mtr. steigt, so pflegt man die Breite in geringerem Verhältnisse als die Höhe wachsen zu lassen. Eytelwein gibt die Regel, daß man bei einer Höhe von mehr als 2·4 Mtr. die Breite des Fangdammes gleich der halben Höhe mehr 1·2 Mtr. annimmt. Sganzin hingegen gibt bei einer Höhe bis zu 3 Mtr. eine Breite gleich der vollen Höhe und über diese Gränze hinaus läßt er die Breite nur um den dritten Theil der Mehrhöhe wachsen.

Die Construction dieser Fangdämme ist folgende: es werden zwei Reihen Pfähle, die den Fangdamm von beiden Seiten einschließen, eingerammt; der Abstand der einzelnen Pfähle in jeder Reihe beträgt 1·2 bis 1·5 Mtr., und die beiden Reihen sind so weit von einander entfernt, daß mit Rücksicht auf die dagegen zu lehnenden Bohlenwände die Erdschüttung selbst die oben angegebene

Breite erhält. Die beiden Pfahlreihen werden in der Regel in gleicher Höhe abgeschnitten, mit Zapfen versehen und auf letztere die Holme befestigt. Um den Fangdamm gegen ein Ausdrängen durch die einzubringende Erdschüttung zu sichern und zugleich seine beiden Wände mit einander zu verbinden, so werden in demselben Abstande, in welchem die Pfähle unter sich stehen, Querzangen angebracht, welche über beide Holme greifen. Häufig werden die Holme auch durch Zangen ersetzt.

Bevor jedoch die Zangen zur Verbindung der beiden Wände unter sich aufgebracht werden, muß man die dichten Bohlenwände auf der innern Seite der Pfähle einsetzen, gegen welche die Erdschüttung sich lehnt. Es geschieht dieß auf verschiedene Art, und zwar wird die Wand immer um so fester gemacht werden müssen, je größer der Wasserdruck ist, den der Fangdamm abhalten soll.

Ist die Wand nur 1·2 — 1·8 Mtr. hoch, also der Druck, den sie erleidet, nicht bedeutend, so können 0·06 Mtr. starke Bohlen horizontal übereinander gelegt werden; wenn dieselbe aber höher ist, etwa 1·8—2·4 Mtr., so werden die Bohlen hart nebeneinander eingerammt, und damit die Wand noch dichter wird, schlägt man häufig noch eine zweite Reihe Bohlen hinter die erstere, so daß die Fugen damit bedeckt werden.

Wird die Höhe der Wand noch bedeutender, so pflegt man schon förmliche Spundwände anzuwenden, wobei die einzelnen Spundbohlen zwischen Zangen eingeschlagen und in der Regel noch in der halben Höhe gegen einen Riegel gestützt werden, um eine Ausbauchung derselben zu verhindern.

Die Anwendung der Spundwände hat den Vortheil, daß der Fangdamm dichter wird, zumal wenn der Bod'en zwischen den beiden Wänden etwas ausgehoben und durch eine fette Erde ersetzt werden kann, woburch der Wasserzubrang in der Baugrube wesentlich vermindert wird.

Wenn der Fangdamm eine größere Höhe als 3·5 — 4·5 Mtr. und sonach auch eine große Breite haben muß, so gewährt die bisher beschriebene Anordnung nicht mehr die nöthige Sicherheit, indem bei dem vermehrten Drucke des Wassers ein Durchsickern um so leichter zu besorgen ist. Hier ist eine Trennung des Dammes seiner Breite nach in zwei, auch wohl in drei Theile am zweckmäßigsten. Man macht damit den Anfang, daß man einen gewöhnlichen Fangdamm, jedoch nur von der halben Breite, die er seiner Höhe nach erhalten sollte, ausführt; alsdann werden die Schöpfmaschinen in Bewegung gesetzt, und sobald der Wasserspiegel bis zur Höhe des nächstfolgenden Theils des Dammes gesunken ist, so wird dieser genau in derselben Art, wie der erste, ausgeführt. Die Zangen des niedern Dammes werden schwalbenschwanzförmig in die Pfähle der mittlern Pfahlreihe eingelassen und mit Nägeln befestigt. Eine Strebe, die man zwischen jeder solchen Zange und dem zugehörigen Pfahle mit Versatzung eintreibt, gibt noch eine kräftige Stütze gegen den Wasserdruck. Diese Anordnung hat noch den Vortheil, daß man den niedern Damm zum Aufstellen mancher Utensilien und Materialien benutzen kann.

Die Fangdämme, welche man in England ausführt, erhalten in dem Falle, wo sie sich über die höchsten Fluthen erheben, eine sehr große Höhe, allein ihre

Construction wird dadurch wesentlich erleichtert, daß man zur Zeit der Ebben an ihrem untern Theile manche Verstärkung anbringen kann, welche sonst unausführbar wäre; insbesondere wird das Einbringen der Füllungserde erleichtert. Spundwände werden hierbei keine angewendet, sondern an ihre Stelle treten dichte Pfahlwände, die häufig ohne vorherige Aufstellung einer verholmten Pfahlreihe eingerammt werden; auch die Querzangen fehlen oft und sind alsdann durch schmiedeiserne Bolzen ersetzt.

Eine sorgfältige Verstrebung der beiden gegenüberstehenden Fangdämme einer Baugrube gegeneinander, und später, gegen den fertigen Theil des Baues ist bei sehr hohen Dämmen nothwendig und fehlt daher bei den englischen Fangdämmen selten. Am einfachsten läßt sich diese Verstrebung anbringen, wenn man zwischen dem Fangdamm und dem Bau einen ziemlich weiten Raum läßt; in solcher Weise wurde der Fangdamm beim Bau des neuen Parlamentshauses neben der Westminster-Brücke in London ausgeführt. Dieser Damm wurde 25 engl. Fuß von dem Bau entfernt und bestand aus einer einzigen Abtheilung; die Breite der Thonschüttung betrug nur 5 Fuß, ihre Höhe über dem natürlichen Bette 21 Fuß und auf 9 Fuß erstreckte sie sich noch darunter, indem auf diese Tiefe der natürliche Boden ausgebaggert wurde. Die beiden Pfahlwände, zwischen welche die Thonschüttung gebracht wurde, waren an die Zangen zweier Pfahlreihen angelegt, worin die Pfähle 6 Fuß von Mitte zu Mitte entfernt waren; die sich gegenüberstehenden Pfähle der beiden Pfahlreihen wurden durch schmiedeiserne Bolzen in verschiedener Höhe zusammengehalten; auf der innern Seite lehnte sich an diese Pfähle eine Verstrebung, welche von einer fünften Pfahlreihe, die 20 Fuß hinter dem Fangdamm stand, getragen wurde.

Beim Bau der neuen London-Brücke bestand der 35 engl. Fuß hohe Fangdamm aus 2 Abtheilungen von gleicher Höhe, welche durch 3 dichte Pfahlwände gebildet wurden; die äußere Abtheilung hatte eine lichte Weite von 6 Fuß und die innere von 5 Fuß, sie waren unter sich durch eiserne Bolzen und hölzerne Streben verbunden. Eine sehr feste Verstrebung aus vielen Verbandstücken zusammengesetzt erstreckte sich auf 120 Fuß nach rückwärts.

Sehr interessant ist die Construction des Fangdammes, der bei den Docksbauten zu Great-Grimsby angewendet wurde *). Taf. XIV. Fig. 252 und 252a. Dieser Fangdamm hatte mehr als 1600 engl. Fuß Länge und mußte einem Wasserdrucke von 24 Fuß Höhe und dem Wellenschlage einer stürmischen See gehörigen Widerstand leisten. Da der Fangdamm nur an seinen Enden natürliche Stützpunkte fand, so wurden ihm in Entfernungen von je 25 Fuß künstliche Streben A gegeben, welche normal zur Curve des Dammes gestellt waren; diese Streben bestunden aus hintereinander eingerammten Pfählen, welche durch hölzerne Schwellen, Schrauben 2c. gehörig mit einander verbunden waren. Die Construction des Fangdammes, welche in der Hauptsache aus der Zeichnung ersichtlich ist, weicht in 2 Punkten von der gewöhnlichen Construction der Fangdämme ab; einmal in der Anordnung der Schraubenbolzen m m, welche die 3 Pfahlwände mit einander

---

*) Förster, Allgemeine Bauzeitung 1850. 1. Heft.

verbinden, sodann darin, daß die Pfähle der mittlern Pfahlwand statt durch hölzerne Schwellen, durch schmiedeiserne Bänder s s mit einander verbunden sind. Beide Anordnungen sind sehr zweckmäßig zur Erreichung einer großen Wasserdichtigkeit des Dammes, denn die Erfahrung hat gezeigt, daß das Wasser meist an den durchgehenden Bolzen gerne durchsickert, und daß bei Anwendung hölzerner Schwellen in dem Innern des Fangdammes gewisse hohle Räume in der Thonschüttung bleiben, welche das Durchbringen des Wassers wesentlich erleichtern. Alle Pfähle und Schwellen des Fangdammes sind 13 Zoll im Quadrat stark. Die Entfernung der 3 Pfahlwände beträgt 6′ und 6′ 6″. Die hölzernen Strebepfeiler sind 11′ 6″ lang. Die Bolzen sind unten 2½, oben 1½ Zoll stark. Um ein etwaiges Nachgeben des Fangdammes beobachten zu können, rammte man hinter jedem Strebepfeiler starke Pfähle B ein, und befestigte an dem obern Ende eines jeden dieser Pfähle eine horizontale Stange mit einer Theilung, deren Nullpunkt gegenüber eines an der Strebe A befindlichen Zeigers angebracht wurde.

Unter manchen Umständen kann man die Fangdämme nicht mit dem Grunde, auf welchem sie stehen, in gehörige Verbindung setzen, indem das Einrammen von Pfählen entweder wegen der großen Tiefe oder wegen des felsigen Bodens nicht möglich wird. Hier bedient man sich gewöhnlich gezimmerter Kasten, die aber nur aus einer vordern und hintern Wand bestehen. Diese Kasten werden auf den Felsen herabgelassen und damit sie sich möglichst gut an ihn anschließen, so werden die Wände nach genauen Sondirungen zugeschnitten. Ehe die Thonschüttung eingebracht wird, pflegt man sodann mit Thon gefüllte Säcke in die untern Ecken zu werfen, damit etwaige größere Oeffnungen verstopft werden.

Häufig wird noch eine Thonschüttung gegen die innere Wand angewendet. Hafen zu Cherbourg *).

Stößt der Fangdamm gegen ein höheres Ufer, so muß er in dasselbe noch eine kurze Strecke hineingeführt werden, damit zwischen beiden nicht das Wasser durchbringen kann. Bei dem Anschlusse des Fangdammes an Felsen, sowie gegen Mauern verhindert man ein Durchsickern des Wassers dadurch, daß man die Breite des Dammes vergrößert.

Was das Material zum Füllen der Fangdämme betrifft, so eignet sich hierzu am besten eine feine, gleichmäßige Erdart, welche gut bindet, ohne sich beim Einschütten sogleich in einen weichen Brei zu verwandeln oder innere Höhlungen in sich entstehen zu lassen. Eine Hauptsache ist, daß keine Wurzeln oder Holzstücke u. dgl. in der Erde sich befinden, denn neben diesen findet das Wasser immer leichter einen Durchgang.

Gewöhnlich hält man einen recht zähen Thon für das beste Material zur Füllung des Fangdammes, wenn derselbe in dünnen Schichten eingebracht und gestampft werden kann; ist dieß aber wegen zu tiefem Wasser nicht möglich, so hat er den Nachtheil, daß sich leicht Höhlungen bilden, die man nicht durch Stampfen beseitigen kann; gewöhnliche Ackererde oder reiner Sand mit etwas Thon vermischt sind die Bodenarten, welche hier ihren Zweck genügend erfüllen.

---

*) Größeres Werk von Sganzin.

In neuerer Zeit hat man mehrfach versucht, durch besondere Beimischungen die natürliche Erde, wie sie gerade in der Nähe vorhanden war, für die Füllung der Fangdämme geeigneter zu machen. Am Kanal St. Martin setzte man bei den Bauten zu diesem Zwecke der sandigen Erde $^1/_{25}$ bis $^1/_{20}$ ihres Volumens an Kalk zu. Hughes empfiehlt eine Mischung von 3 Theilen reinem Thon, 2 Theilen Kreide und 1 Theil Kies, wobei die beiden letztern Bestandtheile klein geschlagen werden.

Am besten eignet sich zur Füllung der Fangdämme eine Bétonmasse, besonders wenn die Gründung des Baues auf eine Bétonlage geschieht. Doch kann man hiervon meist nur Gebrauch machen, wenn diese Dämme später als Theile des Mauerwerkes zu benutzen sind, oder wenn sie nur eine geringe Höhe haben und der Béton nach beendigter Arbeit in kleinern Stücken in das Flußbett geworfen werden kann, sonst würden sie zu theuer ausfallen.

Was endlich die Grundfangdämme betrifft, so haben diese, wie schon erwähnt, den Zweck, das Durchströmen des Wassers in der Sohle der Baugrube zu verhindern; sie finden daher in einem leicht durchbringlichen Kiesboden, sowie auch im Sandboden ihre Anwendung, und bestehen einfach aus einer Lage von festgestampftem Thonboden oder Letten.

[Zeichnen mehrerer Fangdämme im Vortrage.]

§. 131.

Vertiefung der Baugrube unter Wasser.

Die Vertiefung der Baugrube unter Wasser wird in verschiedener Weise bewerkstelligt, je nach der Beschaffenheit des Baugrundes. Besteht der letztere aus thonigem Boden, Sand, Kies oder Gerölle, so bedient man sich verschiedener Baggervorrichtungen, und es wird somit die Baugrube ausgebaggert; ist aber die Sohle des Flußbettes in Felsen eingeschnitten und es soll dieser theilweise in der Baugrube weggeräumt werden, so bleibt nichts übrig, als denselben je nach seiner Structur entweder mit Brechwerkzeugen lagenweise abzuheben oder mit Pulver zu sprengen. Wohl trifft es sich auch, daß lose Felsstücke aus der Baugrube entfernt werden müssen; diese können aber meist mittelst Zangen gehoben werden.

§. 132.

Ausbaggern der Baugrube.

Bei jeder Baggerarbeit muß man darauf Bedacht nehmen, die Strömung des Wassers zu verhindern, damit kein neues Material in bereits gemachte Vertiefungen der Baugrube eintritt. Sind daher keine Fangdämme vorhanden und ist die Wassertiefe unbedeutend und die Basis der Gründung liegt nicht tief, etwa 1 oder 2 Mtr. unter der Oberfläche der Sohle, so läßt man am besten die die Baustelle umgebende Spundwand über das Wasser hervorragen.

Hat man hingegen eine bedeutende Wassertiefe, so daß die Spunden nicht über den Wasserspiegel hervorragen können, oder werden die Spunden erst nach

der Ausbaggerung eingeschlagen, was der Fall sein wird, wenn die Basis des Mauerwerks gegen die Bodenoberfläche ziemlich tief liegt, so hält man die Strömung des Wassers durch eine die Baugrube umgebende Bohlenwand ab. Es werden zu dem Behufe mehrere Pfähle rings um die Baugrube eingeschlagen und bereits zusammengefügte Bohlenwände dagegen gestellt. Zur vollkommnern Abhaltung einer Strömung können an die untersten Bohlen der Wände starke Packleinwandtücher sackartig und mit grobem Kies angefüllt befestigt werden.

Aeußerst störend und nachtheilig wirken die Hochwasser auf die Baggerarbeiten, weil sie die Umfassungswände meistens überfluthen und die Baugrube mit Kies anfüllen; es ist deshalb nicht zweckmäßig, in größern Flüssen, welche häufig und schnell anschwellen, die Baggerarbeiten gleichzeitig in zu großer Ausdehnung zu beginnen, sondern es führt leichter zum Ziele, wenn bei einem größern Bauwerke mit mehreren Pfeilern eine Baugrube nach der andern in möglichst kurzer Zeit ausgebaggert wird.

Im Allgemeinen muß die Baggerarbeit nach einem bestimmten Plane vorgenommen, d. h. es muß das Material lagen- und schichtenweise ausgehoben werden.

Je nach der Größe der Baugrube und Tiefe des Wassers sind die Vorrichtungen verschieden.

Für kleinere Baggerarbeiten bedient man sich besonders in weichem Boden der Baggersäcke. Es sind dieß Säcke aus grober starker Leinwand, welche an einem schmiedeisernen mit einer angestählten Schärfe versehenen Ringe mittelst ausgeglühten Drahtes befestigt sind. Jeder Sack hat eine Stange, womit er herabgelassen und gegen den Boden gedrückt wird, während gleichzeitig zwei oder vier Arbeiter denselben gegen sich ziehen, wodurch er immer mehr in den Grund eindringt und sich nach und nach anfüllt. Ist dieß geschehen, so heben die Arbeiter mit einander den Sack aus dem Wasser und leeren ihn zur Seite auf den Gerüstboden aus, von wo das Material mittelst Schiebkarren oder Nachen weiter geführt wird.

Bei einer Wassertiefe von 1·5 bis 1·8 Mtr. sind die Baggersäcke ziemlich gut zu gebrauchen; auch bei 2·4—3 Mtr. können sie noch angewendet werden, allein bei größerer Tiefe als 3 Mtr. wird die Stange zu schwer und ist nicht mehr zu handhaben.

Bei einer Weite des Baggerringes von 0·24 Mtr. Tiefe des Sackes von 0·6 Mtr. ist die Leistung von drei Arbeitern in feinem Kies per Tag à zehn Stunden 5·5 Kubikmeter; in mittelgrobem Kies 2·75 K.-M.; in sehr grobem Kies 1·5 K.-M.

In grobem Material sind daher die Säcke nicht zweckmäßig, zumal da sie leicht zerreißen und viel Reparaturkosten veranlassen.

Ein zweites Werkzeug zum Baggern ist der Handbagger oder Kratzer.

Dieß ist ein aus Eisenblech gefertigtes an zwei Seiten offenes Kästchen, welches an einer Stange befestigt ist, die von einem Arbeiter gehandhabt wird.

Bei einer Wassertiefe bis zu 1·8 Mtr. ist der Handbagger selbst bei sehr grobem Material brauchbar und zweckmäßig.

Auf größere Tiefen als 1·8 bis 2 Mtr. kann derselbe aber nicht wohl in Anwendung kommen, indem alsdann die Stange zu stark und deshalb zu schwer werden müßte.

Die Leistungen sind je nach der Beschaffenheit des Bodens verschieden. Bei 0·18 Höhe, 0·24 Breite und 0·3 Länge des Baggerkästchens werden in feinem Sande per Tag 6·8 K.-M., in feinem Kies 4—5 K.-M., in grobem Kies 2—2·5 K.-M. gefördert.

Reparaturen sind bei den Handbaggern seltener wie bei den Baggersäcken, daher ist ihre Anwendung unter sonst gleichen Umständen für Wassertiefen unter 1·8 Mtr. häufiger und vortheilhafter, wie die der letztern.

Bei Gründungen von Pfeilern oder Widerlagern größerer Brücken in Flüssen, wo die Wassertiefe 3 bis 6 Mtr. und häufig noch mehr beträgt, genügen die angegebenen Werkzeuge nicht mehr und man bedient sich daher der Baggermaschinen.

Die Baggermaschinen, wie solche bei der Vertiefung von Fluß- und Kanalbetten oder Hafenbassins angewendet werden, können mit einigen Modificationen auch bei Gründungsarbeiten dienlich sein, und haben im Wesentlichen immer dieselbe Einrichtung, die darin besteht: daß eine Kette ohne Ende eine gewisse Anzahl aus Eisenblech gefertigter Kästchen trägt, und mit irgend einem Mechanismus so in Bewegung gesetzt wird, daß die unten an dem Boden streifenden Kästchen sich mit Material anfüllen, dasselbe in die Höhe bringen und von dort in eine Schlammrinne entladen. Die Kette ohne Ende hat entweder eine geneigte oder eine verticale Lage, und ihre Bewegung wird entweder durch Arbeiter bewirkt, die an Kurbeln thätig sind, oder es geht die bewegende Kraft von einem Pferdegöpel, öfters auch von einer Dampfmaschine aus. Der ganze Apparat befindet sich auf einem schwimmenden Fahrzeuge.

Auf den meisten Flüssen Deutschlands sieht man bei Baggerarbeiten die Schwahn'sche oder Berliner Baggermaschine. Die eigentliche Baggervorrichtung hat die gleiche Construction, wie auf Taf. XIII. angegeben ist, nur mit dem Unterschiede, daß die Kette eine geringere Länge und daher weniger Kästchen hat. Gewöhnlich ist die Anzahl der Kästchen 14 oder 15; ihr Ladvermögen 0·04 K.-M. Bei einfacher Uebersetzung der Räder und bei einem Verhältniß der Radien wie 1 : 9, sodann bei einem Kurbelradius von 0·45 Mtr., einer Geschwindigkeit an der Kurbel von 0·75 Mtr. ist die nöthige Zeit zur Umdrehung des Stirnrads 34·2 Secunden. In dieser Zeit werden zwei Kästchen entleert, folglich in einer Minute 0·14 K.-M. Nimmt man nun nach zehn Minuten Arbeit zwei Minuten Ruhe an, und setzt die ganze Arbeitszeit in einem Tag auf acht Stunden, so ist das geförderte Material 56 K.-Mtr. bei einer Förderungshöhe, beziehungsweise Wassertiefe von 3 bis 3·5 Mtr. Zum Betriebe einer solchen Maschine sind mindestens sechs Mann erforderlich; vier an den Kurbeln, einer an der Schlammrinne und einer an der Ankerwinde.

Auf dem Rhonefluß hat man Baggermaschinen, deren Baggerketten eine verticale Stellung haben, und deren Bewegung von einem Pferdegöpel ausgeht. An dem obern Ende der senkrechten Göpelwelle befindet sich ein Winkelrad, in

welches ein zweites Winkelrad eingreift, an dessen Achse die Trommel aufgesteckt ist, über welche die Kette ohne Ende geht. Letztere befindet sich zwischen einem hohen Gerüste, welches zum Verlängern eingerichtet ist, um die Maschine in verschiedenen Tiefen gebrauchen zu können. Der Inhalt eines Baggerkästchens ist 0·05 K.-M.; die mittlere Wassertiefe 3·5 Mtr. Die größte Wassertiefe kann 6 Mtr. betragen. Die Leistung in gewöhnlichem Kiesboden ist 90 K.-Mtr. per Tag. Der Betrieb der Maschine erfordert 4 Pferde, 1 Zimmermann, 1 Schmied, 1 Schiffsknecht, 3 Taglöhner und 1 Aufseher.

Dieselbe Maschine wurde auch, jedoch mit Weglassung des Schiffes, zur Ausbaggerung einer Baugrube verwendet.

Auf dem Garonnefluß hat man schon seit dem Jahre 1845 einen Dampfbagger im Gebrauche *).

Der Motor des Dampfbaggers besteht aus einem Kessel für den mittlern Druck von drei Atmosphären und zwei feststehenden Cylindern mit metallischen Kolben, in welchen der Dampf ohne Expansion wirkt. Der Kessel, von cylindrischer Form und vertical in dem Baggerfahrzeuge aufgestellt, hat 1 Mtr. Durchmesser bei einer Höhe von 3·74 Mtr. Er besteht aus einer innern Feuerung von runder Form mit 0·75 Mtr. Durchmesser und 40 Sieberöhren, in welchen die Flamme von unten nach oben circulirt. Die Heizfläche der Feuerung beträgt 2·01 Quadratmeter, die der Röhren, so weit sie gewöhnlich im Wasser stehen, 16·28 Q.-Mtr. Der Kessel hat eine besondere Dampfkammer von 0·4 Kubikmeter Inhalt.

Der gesammte Bedarf an Steinkohlen beträgt 112 Kil. für die Stunde, mit Inbegriff der Zeit, um die Maschine in Gang zu bringen, und der Ruhezeit. In einer Stunde werden im Mittel 824 Kil. Wasser verdampft.

Die beiden Cylinder haben jeder einen Durchmesser von 0·225 Mtr. und eine Länge von 0·85 Mtr.; sie liegen horizontal auf einem Bocke von Gußeisen. Der Kolbenhub ist 0·7 Mtr. Die Verwandlung der Kolbenbewegung geschieht durch Schubstangen und Kurbeln, welche an einer horizontal liegenden schmiedeisernen Welle angebracht sind, die in Lagern auf dem gußeisernen Bocke liegt. Diese Welle hat 2 Schwungräder von 1·37 Mtr. Durchmesser, die zusammen 1240 Kil. wiegen, und 2 Scheiben zur Fortpflanzung der Bewegung. Die Bewegung der Kurbel wird durch 2 Riemen ohne Ende, welche auf den Riemenscheiben gehen, einer zweiten schmiedeisernen Welle mitgetheilt, an welcher ebenfalls 2 Scheiben von 1·2 Mtr. Durchmesser und 1 Getriebe angebracht sind, welches in ein großes, an einer dritten Welle befestigtes Rad eingreift, das den Baggerapparat in Bewegung setzt. Der Abstand des Mittelpunkts des Getriebes von dem des Rades ist 1 Mtr.; das Getriebe hat 15, das Rad 106 Zähne.

Die Baggermaschine besteht aus einem Kastenwerk von zwei durch Querbolzen verbundenen Gelenkketten ohne Ende mit doppelten Gliedern, an denen die Kasten befestigt sind. Dieses Kastenwerk geht, ähnlich wie auf Blatt XIII., über und unter einen schräge gestellten Schlitten, der an seinem obern Theile um eine horizontale Achse beweglich ist, während der untere Theil durch eine

*) Förster, Allgemeine Bauzeitung 1846.

Bewegung gehoben oder gesenkt werden kann. Man theilt dem Schlitten diese besondere Bewegung durch einen von Arbeitern bedienten Haspel mit. Jede Kette besteht aus 50 Gliedern, und es ist ihre ganze Länge 23 Mtr., die Kasten, 25 an der Zahl, haben eine Breite von 0·8 Mtr. mit einer Mündung von 0·37 Mtr. und einem kubischen Inhalte von 0·11 Mtr.

Der Schlitten ist aus Holz angefertigt und trägt 14 gußeiserne Rollen von 0·25 Mtr. Durchmesser, auf welchen die Ketten des Kastenwerks ruhen. Die Länge des Schlittens beträgt 9·83 Mtr.

Die Umdrehung der Ketten geschieht unten mit Hülfe von viereckigen gußeisernen Prismen, die an der Welle befestigt sind, welche an dem untern Theile des Schlittens angebracht ist; oben wird sie gleichfalls mit solchen Prismen, die an der Welle des großen Rades angebracht sind, hergestellt; das große Rad theilt dem Baggerapparat die Bewegung mit, welche es durch den Motor erhalten hat. Das Fahrzeug, in welchem der ganze Baggerapparat aufgestellt ist, hat eine Länge von 26·81 Mtr. und ist im Lichten 4·4 Mtr. breit.

Die Maschine hebt das aufgebaggerte Material auf eine Höhe von 5 Mtr. über das Wasser, um es von dort aus in die Fahrzeuge auszuleeren, welche es nach ihren Bestimmungsorten hinzufahren haben. Das Kastenwerk kann ohne Schwierigkeit bei einer Wassertiefe von 4 Mtr. arbeiten.

Wenn die Baggermaschine arbeitet, so bewegt sich das Schiff nach seiner Länge in entgegengesetzter Richtung vom Stromstrich durch 3 Winden, von denen eine auf dem Vordertheil des Schiffs steht. Mit ihnen stehen Ketten im Zusammenhange, welche an Ankern befestigt sind, die man stromaufwärts in den Fluß geworfen hat.

Die Kolben der Dampfmaschine machen im normalen Gange 60—65 ganze Oscillationen in der Minute, so daß ihre mittlere Geschwindigkeit 1·45 Mtr. in der Sekunde ist. Die Geschwindigkeit des Kastenwerks ist alsdann 0·25 Mtr. in der Sekunde.

Bei normalmäßigem Gange und bei einer mittleren Wassertiefe von 3·5 Mtr. fördert die Maschine 102 Kubikmeter Kies per Stunde oder 1020 Kubikmeter täglich bei 10 aufeinander folgenden Arbeitsstunden; bringt man aber die durch das Stillstehen der Maschine verloren gehende Zeit in Anschlag, so kann man nur 735 Kubikmeter annehmen.

Für den Betrieb und die Unterhaltung des Dampfbaggers sind 1 Mechaniker, 1 Heizer, 1 Oberbaggerer, 3 Baggerer und 1 Schiffsjunge angestellt.

Die Kosten des Schiffs, der Dampfmaschine und des Kastenwerks beliefen sich auf 56206 Francs; nämlich:

1. Fahrzeug . . .	26206	Fr.
2. Dampfmaschine .	17000	„
3. Baggerapparat .	13000	„
	56206	Fr.

Die Gesammtkosten für einen Kubikmeter ausgebaggerten Kieses beliefen sich auf 0·21 Francs.

Auf dem Kanal von Beaucaire brauchte man auch Baggerräder; man setzte mlich die Baggerkästchen an den Umfang eines Rades, welches seine Bewegung n einem Pferdegöpel aus erhielt. Der Göpel, sowie der ganze Baggerapparat, inden sich auf einem Boote, welches da, wo das Baggerrad eingehängt ist, e Durchbrechung hat *). Der Halbmesser des Baggerrades ist 1·47 Mtr.; an n Umfange befinden sich 8 Baggerkästchen. Die Leistung per Tag ist 75 Kubikter. Zum Betrieb sind erforderlich: 1 Aufseher, 2 Pferde mit 1 Führer, 2 beiter und 2 Schiffsjungen. Die Kosten der Maschine betrugen 9500 Francs. i einer Wassertiefe von 1·65 Mtr. waren die Kosten für 1 Kubikmeter 0·25 Fr. ie größte Wassertiefe, für welche man Baggerräder gebaut hat, ist 2·6 Mtr.

Auf der Garonne sind auch noch größere Handbagger im Gebrauche, welche ischen 2 mit einander verbundenen Fahrzeugen von 2 Arbeitern herabgedrückt, ıd mittelst einer auf den Vordertheilen dieser Fahrzeuge stehenden Winde mit rizontaler Welle, um welche das von dem Bagger ausgehende Tau umgeschlungen , angezogen wird. Der Baggerkasten ist von Eisenblech und hat gewöhnlich 8 Mtr. Breite, 0·6 Mtr. Länge und 0·5 Mtr. mittlere Höhe. Auf jeder Seite s Kastens ist eine Stange befestigt, und ein Arbeiter, zwischen beiden Stangen f dem hintern, über den Fahrzeugen ruhenden Dielboden stehend, führt den agger während der Bewegung und drückt ihn gegen den Boden.

Eine sehr einfache Baggermaschine wird auf der Nordelbe angewendet, und ar zum Ausbaggern von Schlamm und feinem Sande. An der Seite eines eiten Nachens befindet sich eine mit dem obern Ende umgebogene eiserne Stange it einer Rolle, über welche ein von der Zugwelle einer Hebmaschine ausgehens Tau an den Ring eines großen Baggersackes geht, welch letzterer durch eine tange von einem Arbeiter gehandhabt wird. Zum Betrieb sind 3 Mann erforderh; diese können täglich bei einer Wassertiefe von 2·3 — 3 Mtr. 20 Kubikmeter and fördern.

Alle oben angegebenen Baggermaschinen lassen sich aber ohne wesentliche eränderungen nicht bei Gründungsarbeiten zum Ausbaggern der Baugruben nwenden, indem sie mit den Fahrzeugen viel zu viel Raum einnehmen; es wird h vielmehr hier darum handeln, irgend eine Baggermaschine, wenn sie von dem ahrzeuge abgenommen ist, mit einem festen Gerüste so zu verbinden, daß sie

1) möglichst wenig Raum einnimmt,
2) leicht an jeden Ort der Baugrube gebracht werden kann.

Die Zeichnungen auf Taf. XIII. zeigen das bei dem Bau der steinernen rücke über den Neckar bei Ladenburg angewendete Baggergerüst sammt Maschine, elches sich als sehr zweckmäßig bewährte.

Fig. 246 ist die Seitenansicht des Gerüstes und der Maschine mit einem Längenschnitt durch die Baugrube.
Fig. 247 Grundriß des Gerüstes mit der Maschine.
Fig. 250 verschiedene Ansichten eines Baggerkästchens.
Fig. 251 Ansichten eines Kratzers.
Fig. 248 und 249 Ansicht und Grundriß des Schlittens für die Baggermaschine.

*) Annales des ponts et chaussées 1831

Auf 2 parallelen Pfahlreihen A, deren Abstand 24 Mtr. beträgt, befinden sich horizontal gelegte Holme mit Bahnschienen. Die so gebildete Bahn trägt einen mit 4 gußeisernen Laufrädern versehenen Wagen, dessen Haupttheile zwei parallel liegende, durch Schmiedeisen verstärkte Träger B sind. Auch diese letztern bilden wieder eine horizontale Bahn und haben zu diesem Behufe eine aus eichenen Bohlen bestehende Aufpolsterung mit schmiedeisernen Flachschienen. An den äußern Seiten der künstlich verstärkten Träger befinden sich leichte Fußstege, welche zum Theil mittelst Taue an die Träger angehängt sind.

Diese freitragende Bahn trägt einen auf 6 gußeisernen Laufrollen ruhenden Wagen, dessen Haupttheile die Schwellen s, Fig. 246, der Bock mit der gußeisernen Rolle w und die Zugmaschine z sind. Auf dem einen Ende dieses Wagens ist der Schlitten der Baggermaschine so befestigt, daß er sich um seine horizontale Achse r drehen kann; das andere Ende desselben trägt die Zugwinde, deren Kette über die Rolle des Bockes w gegen den an dem untern Theile des Baggerschlittens angebrachten Bügel geht. Durch diese Anordnung ist man im Stande, der Baggermaschine jede beliebige Neigung zu geben und folglich in verschiedenen Tiefen zu baggern. Die steilste Stellung des Schlittens entspricht einem Winkel von 65° mit dem Horizont. Demnächst ist man aber auch im Stande, mit der Maschine nach Maßgabe der Ausbaggerung vorzurücken, somit einen mit der freitragenden Bahn parallelen Streifen Material auf die entsprechende Tiefe auszubaggern, und nachdem dieß geschehen, den ganzen Baggerapparat sammt Wagen auf der festen Bahn seitwärts zu verschieben, um einen zweiten Streifen, ebenso einen dritten u. s. f., folglich die ganze Baugrube auszubaggern. Der Wasserstand während der Arbeit betrug etwa 6 Mtr. Die Baggerkette trägt 24 Kästchen und einen Kratzer. Jedes Kästchen nimmt 0·043 Kubikmeter Material auf. Der Halbmesser der Kurbeln ist 0·36 Mtr.; der Halbmesser des Getriebes an der Achse der Kurbeln ist 0·084 Mtr.; der Halbmesser des eingreifenden Stirnrades 0·159; der Halbmesser des Getriebes an derselben Achse 0·084 Mtr.; der Halbmesser des großen Stirnrades 0·585 Mtr. 4 Arbeiter an den beiden Kurbeln setzen die Baggerkette in Bewegung; gleichzeitig mit dieser Bewegung wird der ganze Wagen s s mit Hülfe eines Taues, welches von einer Erdwinde ausgeht, gegen den auszuhebenden Grund angedrückt, wodurch die Kästchen in Eingriff kommen und sich mit Erde füllen; sind diese letztern oben angelangt, so entleeren sie sich in die Schlammrinne m. In einem Tage können 50 Kubikmeter Material gebaggert werden. Die Kosten für einen Kubikmeter berechnen sich zu 14 Francs.

§. 133.

Sprengen der Felsen unter Wasser.

Wenn die Felsstücke, die in der Baugrube liegen, so groß sind, daß man sie mit den Zangen nicht sicher fassen kann, oder die zu Gebot stehenden Hebezeuge dem Gewichte derselben nicht angemessen sind, so müssen sie vorher in kleinere Stücke zertheilt werden. In diesem Falle und wenn die hinderliche Steinmasse nicht aus einzelnen Blöcken, sondern aus einer gewachsenen Felsbank besteht, ist

deren Beseitigung bis zur erforderlichen Tiefe nicht anders möglich, als durch Sprengen mittelst Schießpulver. Am leichtesten bewirkt man die Ablösung der einzelnen Theile einer klüftigen Felsbank, wenn man sie ganz trocken legt, also die Baugrube mit Fangdämmen einschließt und das Wasser ausschöpft; allein die Ausführung der Fangdämme ist nicht immer ausführbar, und man ist somit genöthigt, die Sprengungen unter Wasser auszuführen.

Das Verfahren besteht darin, daß man senkrechte oder wenig geneigte Bohrlöcher ausführt. Dieselben lassen sich mit großer Sicherheit in bedeutender Tiefe unter Wasser darstellen. In diese bringt man das Schießpulver hinein, verbindet letzteres mit den Zündschnüren und verschließt die obern Theile der Bohrlöcher durch den sogenannten Besatz, um einer Entladung der Schüsse in der Richtung der Bohrlöcher vorzubeugen und die Kraft des explodirenden Pulvers gegen den Stein zu richten.

Die größte Schwierigkeit bei dieser Arbeit besteht darin, das Pulver nebst der Zündschnur vor jeder Benetzung und selbst vor dem Feuchtwerden zu schützen.

Man hat hauptsächlich 2 Methoden beim Steinsprengen unter Wasser angewendet; die eine ist nahe dieselbe wie bei den Sprengarbeiten im Trocknen und eignet sich nur für geringe Wassertiefen, die andere und bessere Methode unterscheidet sich von ersterer dadurch, daß das Pulver in einer besondern wasserdichten Hülle in das Bohrloch gebracht wird, ohne daß letzteres vorher vom Wasser befreit werden müßte.

Bei den Sprengarbeiten behufs der Schiffbarmachung der Alle wurde das erstere Verfahren eingehalten: *) der höchstens 5 Fuß unter dem Wasserspiegel liegende Stein wurde von einem Nachen aus mit einem Kronenbohrer mit pyramidaler Form auf etwa 2 Zoll Tiefe angebohrt, alsdann die Arbeit mit dem einen Zoll starken Meißelbohrer fortgesetzt, bis die Tiefe des Bohrlochs im Mittel 1·5 Fuß war. Hierauf wurde die Mündung des Bohrlochs mit einem passend geformten Kronenbohrer konisch erweitert, so daß sie oben 2 bis 2½ Zoll weit geöffnet war. In diese Erweiterung wurde die Spitze einer hölzernen Röhre getrieben, welche man zuvor mit einer dünnen Lage Hanf umwand, die mit einer Mischung von Terpentinöl, Wachs und Talg überstrichen war. Nunmehr schöpfte man mit einem Schwamm, der an einen Stock gebunden war, wie durch Fig. 260, Tafel XIV. ersichtlich, das Wasser aus dem Bohrloch und trocknete es gehörig aus. Um das Eindringen des Wassers in das Bohrloch noch mehr zu verhindern, wurde die Fuge zwischen dem Steine und der Röhre von außen mit fettem Thon verstrichen, was bei größern Tiefen durch Leute geschah, die im Tauchen einige Uebung hatten.

Nun füllte man das Bohrloch zum dritten Theil seiner Höhe mit Pulver an. Die Zündnadel, Fig. 258, deren unterer Theil aus Kupfer bestand, wurde neben der Wand des Bohrlochs 2 Zoll tief in das Pulver geschoben und trockner Lehm darauf gestreut, den man mit dem Ladestock, Fig. 257, festftieß. Letzterer war an einer Seite mit einer Nuthe versehen, damit die Zündnadel sein Eindringen

*) Hagen, Wasserbau §. 93.

nicht hinderte. Der ganz trockene Lehm läßt sich jedoch nicht gehörig festschlagen, daher brachte man über denselben noch feuchten Lehm und Ziegelmehl und bildete daraus den eigentlichen Besatz. Nunmehr wurde die Nadel vorsichtig herausgezogen, durch einen hinlänglich langen Rohrstengel oder ein feines hölzernes Röhrchen gestoßen und mit demselben wieder eingesetzt. Man zog die Nadel alsdann aus diesem Röhrchen heraus, und durch letzteres wurde feines Pulver in die Rinne zur Seite des Lehmbesatzes eingeschüttet. Man schüttete aber, nachdem das Röhrchen wieder fortgenommen war, noch so reichlich Pulver auf, daß dasselbe ½ Zoll hoch über dem Besatze lag. Der auf diese Weise vorbereitete Schuß wurde endlich durch ein Stückchen glühenden Schwammes entzündet, das man aus freier Hand in die Röhre warf.

Ein anderes Verfahren wurde bei dem Sprengen der Granitblöcke, welche früher die Mündung der Dange zum Theil sperrten, angewendet. Die Bohrlöcher waren 1 Zoll 9 Linien weit und 27 Zoll tief, sie wurden in ihrer Mündung konisch bis auf 5 Zoll erweitert, um darin hölzerne Röhren einsetzen zu können. Fig. 255, Taf. XIV. Der wasserdichte Schluß zwischen der Röhre und dem Steine wurde dadurch bewirkt, daß das konische Ende der hölzernen Röhre mit Hanf umwunden, der mit einer Mischung von Theer und Asche bestrichen war. Außerdem wurde ein ringförmiger Sack aus Segeltuch, der mit grobem Kies gefüllt war, oberhalb dieser Hanfumwicklung an die Röhre genagelt, welcher, sobald die letztere fest eingetrieben war, einen Schirm bildete. Nachdem die hölzerne Röhre mit einer Handramme fest eingetrieben war, entfernte man mittelst eines Schwammes das Wasser aus dem Bohrloche.

Nunmehr wurde das Pulver in einer 9″ hohen cylindrischen Büchse aus Weißblech, die oben und unten durch aufgelöthete Böden verschlossen war, in das Bohrloch gebracht. Diese Pulverbüchse hatte an dem obern Boden zum Einschütten des Pulvers eine kleine Oeffnung, die mit einem gut passenden Korke verschlossen wurde, und außerdem war eine blecherne, 4½ Linien starke Zündröhre daran gelöthet, die bis über das Wasser reichte. Bevor man die Pulverbüchse anfüllte, wurde ein Zündfaden in die Zündröhre geschoben, und zwar so weit, daß er bis zum Boden der Pulverbüchse herabreichte. Dieser Zündfaden bestand aus mehreren, recht lose gesponnenen und schwach zusammengedrehten baumwollenen Fäden, in welche man einen aus Pulver und Rum gebildeten Brei eingerieben hatte, die aber hierauf vollständig getrocknet waren.

War der Schuß in der Art vorbereitet, so brachte man den Besatz, bestehend aus trockenem Lehm mit Ziegelmehl, auf und stampfte ihn lagenweise fest. Somit war Alles so vorbereitet, daß die Explosion durch Anzünden des Zündfadens bewerkstelligt werden konnte.

Zu den wichtigsten Sprengarbeiten der neueren Zeit gehören ohne Zweifel die seit dem Jahre 1830 in dem felsigen Bette des Rheins von der Mündung der Nahe bei Bingen bis gegen St. Goar ausgeführten. Das dabei angewandte Verfahren war im Wesentlichen das folgende:

Die Pulverbüchse, deren Höhe jedesmal dem dritten Theile der Tiefe des Bohrloches gleichkam, hielt 1 Zoll 8 Linien im äußeren Durchmesser. Sie war unten

mit einem gut schließenden Deckel versehen, dessen cylindrischer Rand sich in die Büchse hineinschob. Oben und zwar in der Mitte der Büchse war die blecherne Zündröhre von 3 bis 4 Linien Durchmesser angelöthet. Dieselbe reichte jedoch nicht bis über den Wasserspiegel herauf, sondern war höchstens 3 Fuß lang, die Zündschnur war durch sie hindurchgezogen, und ihr oberes Ende trat über das Wasser vor. Um dieselbe gegen Benetzung zu sichern, mußte der ganze Apparat in eine zweite Blechröhre von 1 Zoll 10 Linien Durchmesser eingesetzt werden, die unten mit einem angelötheten Boden versehen war, und oben bis über das Wasser hinausreichte. Die Bohrlöcher waren 2″ weit und im Mittel 2′ 2″ tief.

In die erwähnte weite Blechröhre wurde der Schuß eingesetzt, und außerdem mittelst eines Ladestocks, dessen untere Platte eine sichelförmige Gestalt hatte, der Besatz, aus angefeuchtetem Lehm bestehend, eingestampft. Nachdem dieses geschehen war, brachte man die so vorbereitete Blechröhre in das Bohrloch. Letzteres mußte, um das Hineinfallen von Sand zu verhindern, vorher durch einen konisch zugespitzten Zapfen geschlossen gehalten werden.

Sobald aber die Blechröhre darin war, diente der eintreibende Sand zur vollständigen Ausfüllung des Raumes zwischen der Röhre und den Wänden des Bohrloches. Soviel wie möglich wurden immer mehrere Schüsse gleichzeitig angezündet, weil man hierdurch eine Verstärkung des Effektes zu erreichen hoffte. Beim Bohren waren jedesmal 5 Mann beschäftigt: 2 drehten den Bohrer und 3 schlugen abwechselnd mit Hämmern darauf. Im Mittel wurde bei ununterbrochener Arbeit das Bohrloch in jeder Stunde 2″ vertieft, wenn man jedoch alle Nebenarbeiten mit berücksichtigt, und die ganze vorgekommene Arbeitszeit durch die Gesammttiefe aller Bohrlöcher dividirt, so ergibt sich, daß auf je 5 Mann in einer Stunde nur eine Bohrtiefe von 1″ 3‴ trifft. Bei jedem Schuß wurden 4½ Kubikfuß Steinmasse gelöst.

Bei diesen Arbeiten wurde die Strömung durch einen Staukasten abgehalten, dessen Boden ein gleichschenkliches Dreieck bildete. Die Rüstung zum Bohren und Einsetzen der Schüsse bestand aus einem 38′ langen und 18′ breiten Floße, welches theils zwischen den Flügeln des Staukastens befestigt, theils aber auch am hintern Ende noch von zwei angebundenen Ankernachen getragen wurde.

In den Jahren 1839 bis 41 wurden diese Sprengarbeiten von Neuem fortgesetzt und ein anderes Verfahren dabei eingehalten. Die Bohrlöcher waren 2½″ weit und circa 30″ tief. Ein Rohr von Weißblech, oben und unten offen und so lang, daß es über das Wasser hervorragte, wurde etwa 3″ tief in das Bohrloch eingetrieben. Die Pulverbüchse, die 2″ im Durchmesser hielt, und deren Höhe etwas über den dritten Theil der Tiefe des Bohrloches betrug, war mit einer Zündröhre verbunden, die gleichfalls über das Wasser reichte. In die Zündröhre schob man zuerst den Zündfaden ein, ehe man die Büchse mit Pulver füllte. Nachdem nun die Pulverbüchse an der Zündröhre durch das Schutzrohr hindurch in das Bohrloch eingestellt war, schüttete man in dieses zuerst eine kleine Quantität feinen Sandes, um den freien Raum außerhalb der Pulverbüchse auszufüllen. Der eigentliche Besatz bestand aber aus grobem Sande, der mit einem passend geformten Ladestock festgestampft wurde.

Das Anzünden geschah gewöhnlich gleich nach der Vorbereitung eines Schusses. Bei der Explosion brachen die Schutz- und Zündröhre unten ab, konnten aber nach Erneuerung der fehlenden Theile widerholentlich benutzt werden.

Aeußerst merkwürdig ist endlich die Sprengungsarbeit im Severn, die daher etwas näher betrachtet werden soll. Bei der Vertiefung des Flußbettes des Severn, zum Behufe der Schifffahrt zwischen Worcester und Gloucester, stieß man auf mehrere Bänke, die aus zusammenhängendem Mergelboden, zur Formation des rothen Sandsteins gehörig, bestanden. Da die Baggermaschinen hier nichts mehr ausrichteten, so entschloß man sich, diese Bänke durch Sprengen mit Pulver zu beseitigen. Die Schüsse wurden reihenweise nach der Länge des zu vertiefenden Flußbettes und zwar durch die ganze Ausdehnung jeder Felsbank, in Entfernungen von 6 zu 6 Fuß angebracht. Taf. XIV. Fig. 256 und 256a. Die Rüstung zur Ausführung der Arbeiten bestand in 6 Flößen, deren jedes aus 4 Balken von 40 Fuß Länge zusammengesetzt war. An jeder Seite eines Floßes lagen 2 Balken dicht nebeneinander, und die beiden innern ließen zwischen sich einen freien Raum von 4′ Breite. In Abständen von 6′ waren Querschwellen aufgenagelt und auf diesen lag der Rüstboden, der aus 3zölligen Bohlen bestand. Der mittlere Theil des Platzes blieb auf 12″ Breite offen, so daß sich in der Achse ein hinreichend weiter Spalt bildete, worin die Arbeit bequem vorgenommen werden konnte. Die Flöße waren mit Tauen an das Ufer angehängt und durch einige Balken in der passenden Entfernung von demselben gehalten.

Man begann die Arbeit mit dem Einstellen und Befestigen der Röhren, in welchen gebohrt werden sollte. Die Bohrröhren waren aus Schmiedeisen gezogen und hielten 3½ bis 4″ im Durchmesser; ihre Länge betrug 9′ und ihre Wandstärke 2¼‴. Zwei Halsbänder von ½ Quadratzoll Querschnitt waren jedesmal auf die obern Enden geschoben, und hieran befestigte man eine Leine, wodurch sie bei der Explosion gehalten wurden. Sobald eine Bohrröhre aufgestellt war, trieb man sie durch den Kies, der auf dem Mergel lag, einige Zoll tief in den letzten hinein. Gewöhnlich war der Kies so hoch aufgelagert, daß man ihn erst durch Baggern entfernen mußte. Der Sand und Kies, welcher beim Eintreiben in die Röhre hineingedrungen war, wurde durch einen Ventilbohrer, der wie eine Pumpe bewegt wurde, herausgeschafft. Das Bohren geschah mit 15′ langen 1½″ breiten Bohrern, die an den Schneiden gehörig angestählt waren. Das Gewicht eines solchen Bohrers betrug 52 Pfund. Immer 3 Mann waren mit einem Bohrer beschäftigt. Der durch das Bohren sich erzeugende Steinstaub wurde mit einem Erdbohrer herausgenommen. Die Bohrlöcher wurden 2′ unter die beabsichtigte Sohle des Fahrwassers herabgetrieben.

Die Patronen bestanden aus cylindrischen Säcken von Segeltuch, und waren unten etwas zugespitzt. Sie wurden nach Maßgabe der Höhe des Mergels mit 2 bis 4 Pfund Pulver gefüllt, nämlich wenn die Bank 4′ tief weggesprengt werden sollte, waren 2 Pfund, und bei 5′ 4 Pfund Pulver erforderlich. In die Mitte des Pulvers wurde das Ende eines Bickfort'schen Zündfadens gesteckt, der Rand des Sackes sorgfältig heraufgezogen und mit einem feinen Bändchen fest gebunden. Benannter Zündfaden besteht in einem sehr feinen cylindrisch gewebten

und mit Pech überzogenen Schlauche aus Hanf. Derselbe ist so dünn, daß das darin enthaltene Pulver nur einen feinen Faden bildet, und sonach nach und nach abbrennt. War die Patrone nur klein, so tauchte man sie in geschmolzenes Pech, das zum vierten Theile mit Talg versetzt war, sonst aber goß man dieselbe Mischung mit Löffeln darüber bis sie den ganzen Sack gleichmäßig überdeckte. Nachdem die Patrone erkältet war, rieb man sie mit Talg ein und bestreute sie mit Kreide, um ein Ankleben des Peches an die Röhre zu verhindern. Die Patronen wurden nun mit hölzernen Ladestöcken vorsichtig in die Bohrlöcher geschoben. Dieselben Ladestöcke dienten auch zum Feststampfen des Besatzes. Das Material zu dem Besatze bestand aus kleinen Stückchen des harten Mergels, die sich durch die Einwirkung der Luft von den höhern Ufern zur Seite der Bänke gelöst hatten. War auch dieß geschehen, so löste man die hölzernen Klammern, welche die Bohrröhren gehalten hatten, lüftete die letztern und zog sie aus dem Mergel. Nachdem entlich diese Röhren mit Leinen an den Floß angebunden waren, zündete man die Zündfaden an. Bei der Explosion wurden die Röhren einige Fuß in die Höhe geworfen, und in einzelnen Fällen spritzte das in denselben befindliche Wasser 40 bis 50 Fuß hoch auf.

Alle Mannschaften fingen immer gleichzeitig an zu bohren und waren auch gewöhnlich gleichzeitig fertig, so daß alle Schüsse einer Reihe gleichzeitig angezündet werden konnten. Auf diese Art wurden Unterbrechungen der Arbeit möglichst vermieden. Man schob nun die sämmtlichen Flöße 6′ weiter in den Strom hinein, stellte hier wieder die Reihe von Bohrlöchern dar, und so fort, bis zu dem gegenüberstehenden Rande der Bank. Alsdann ließ man die ganze Rüstung um die Länge der Flöße stromabwärts treiben und begann hier die Arbeit auf's Neue. Drei Mann bohrten täglich 4 Löcher und es konnten daher von 45 Mann 60 Löcher gebohrt und ebensoviel Schüsse abgebrannt werden. Jeder Schuß löste im Mittel 4 Kubikjards Gestein. Die Vertiefung der Sohle betrug durchschnittlich 3′; da die Bohrlöcher 2′ weiter hinab gingen, so betrug die Tiefe derselben durchschnittlich 5′; dazu nahm man für 1/3 Füllung im Mittel 3 Pfund Pulver, es kam somit ein Schuß mit Einschluß aller sonstigen Arbeiten und Geräthe ꝛc. auf 2 Thlr. 8 Sgr.

In neuester Zeit pflegt man in England bei Sprengungsarbeiten in größerer Tiefe den galvanischen Strom zum Entzünden des Pulvers zu benutzen. Es ist bekannt, daß ein dünner Platin oder Eisendraht in der geschlossenen Kette einer kräftigen Säule glühend wird, und leicht entzündbare Körper in Brand setzt. Auf dieser Erscheinung beruht das neuere Verfahren; die Pulverbüchse hat außer der Oeffnung zum Füllen noch eine zweite Oeffnung, durch welche die beiden Enden zweier mit Seide umsponnenen und mit Kautschuk überzogenen Kupferdrähte hindurch gesteckt werden, und die später mit einem Korke verschlossen wird. Die erwähnten Enden werden, nachdem die Bekleidung etwas abgewickelt ist, mit einem feinen Stahldraht verbunden. Ist die Pulverbüchse so vorbereitet und hermetisch geschlossen, bringt man sie mittelst der Taucherglocke oder auf eine andere Weise in das Bohrloch, und versieht letzteres auf gewöhnliche Art mit dem Besatze. Die beiden andern Enden der Kupferdrähte werden nun in einem Fahrzeuge mit den

beiden Polen einer galvanischen Batterie in Verbindung gesetzt, und die Explosion erfolgt unmittelbar darauf.

Bis vor wenigen Jahren geschah in England die Entzündung der Schüsse unter Wasser gewöhnlich in der Weise, daß man auf die Blechbüchse, die den Schuß enthielt, eine Zündröhre löthete, die bis über das Wasser reichte, aber weder mit Pulver gefüllt war, noch auch einen Zündfaden enthielt, sondern ganz leer blieb. Durch diese Röhre ließ man ein Stückchen glühendes Eisen auf das Pulver herabfallen, wodurch sogleich die Explosion bewirkt wurde. Diese Methode war besonders bei Anwendung der Taucherglocke sehr bequem. Das Bohren in dem Felsen, sowie das Einsetzen des Schusses und das Aufbringen des Besatzes erfolgte alsdann in gleicher Weise und fast eben so leicht als in freier Luft. Die Zündröhre aus Weißblech ragte aus dem Bohrloch heraus und ihre Mündung stand frei in der Taucherglocke. Bevor die Glocke gehoben wurde, schrob man ein Ansatzstück an die Röhre, und dieses wiederholte sich so oft, bis endlich die Röhre über die Oberfläche des Wassers trat. Nachdem die Glocke beseitigt war, fuhr man mit einem Boote an die Mündung der Röhre, befestigte eine schwache Leine daran, um sie bei andern Schüssen wieder benutzen zu können, und warf das glühende Eisenstückchen hinein. Die Explosion war über dem Wasser, wenn dessen Tiefe 12 Fuß oder mehr betrug, kaum zu bemerken. Die Röhre brach aber jedesmal dicht über dem Bohrloche ab, und wurde etwas in die Höhe geworfen, ohne jedoch im übrigen Theil ihrer Länge beschädigt zu werden. Man konnte daher alle Ansatzstücke bei fernern Sprengungsarbeiten wieder gebrauchen.

§. 134.

Sprengen der Felsen unter Wasser mit Hülfe eines Luftschiffes.

Es können Fälle eintreten, wo man mit den oben beschriebenen Sprengungsarten nicht mehr ausreicht, und wo eine Trockenlegung des zu sprengenden Gesteins nothwendige Bedingung wird. Ist hier die Anlegung eines Fangdammes wegen zu heftiger Strömung oder zu starkem Wellenschlage nicht, oder nur mit verhältnißmäßig großen Kosten ausführbar, so bleibt kein anderes Mittel übrig, als sich entweder der Taucherglocke oder eines Luftschiffes zu bedienen. Die erstere hat zwar den Vortheil, auf eine größere Tiefe benutzt werden zu können, allein sie kann der kleinen Dimensionen wegen nur wenig Arbeiter fassen und ist daher mehr geeignet zum Aufsuchen gewisser versunkener Gegenstände, sowie auch zum Verrichten kleinerer Handarbeiten, wie zum Minen bohren. Das Luftschiff dagegen gestattet einen größern Arbeitsraum und läßt sich auf Wassertiefen von 6 bis 7 Mtr. noch mit Vortheil anwenden, vorausgesetzt, daß überhaupt die Sprengungsarbeiten eine gewisse Ausdehnung haben und so die Anschaffung eines solchen Apparates begründet ist.

Bei der Sprengung der Felsen in dem Eingange zu dem Hafen von Croisic*) handelte es sich um eine auszuhebende Masse von 2200 Kub.-Mtr. Als man

*) Annales des ponts et chaussées 1848, 2. Serie, Nr. 195.

anfing auf die gewöhnliche Art unter Wasser zu bohren, setzte sich jedesmal in die Bohrlöcher ein feiner Triebsand so fest ein, daß man nicht im Stande war ihn wieder herauszubringen, und die Bohrstange selbst blieb oft während der Arbeit stecken und konnte nur mit Mühe wieder herausgezogen werden. Man mußte daher um so mehr von dieser Arbeitsmethode abstehen, als dabei die Arbeiter direct auf dem Felsen standen, und nur mit einigem Erfolge bei demjenigen niederen Meeresstande arbeiten konnten, der jährlich höchstens 8 oder 10 Mal eintritt, man somit mit Mühe nur 50 Kub.-Mtr. Felsmasse im Jahre erhalten haben würde.

Um bei einem höheren Wasserstande arbeiten zu können, probirte man es auch damit, 2 starke Fahrzeuge durch eine Balkenrüstung zu vereinigen und über dem zu sprengenden Felsen zu verankern; allein schon bei einer Wassertiefe von 2 Mtr. war der Wellenschlag so bedeutend, daß es sehr schwer wurde, mit dem Bohrer zu arbeiten; dazu kommt noch, daß die hölzernen Pfropfen, welche in die angefangenen Bohrlöcher gebracht wurden, um sie vor Versandung zu schützen, häufig bis zur nächsten Arbeitszeit herausgerissen waren, und der Triebsand noch in höherem Maße die Arbeit hinderte wie vorher, wo der Meeresstand nur 0·6 Mtr. betrug und die Strömung nur schwach war.

Unter diesen Verhältnissen entschloß man sich zur Anwendung eines Luftschiffes, dessen Beschreibung nun folgen soll. Taf. XV. Fig. 273—278. Das zu Croisic angewendete Luftschiff enthält verschiedene Räume: 1) Die oben geschlossene und unten offene Arbeitskammer A, Fig. 274; 2) die Wartekammer B, welche von der Arbeitskammer durch einen Gitterboden getrennt ist; 3) den Ballastraum C; 4) den Maschinenraum D.

Wenn die Felsen zur Zeit der Ebbe nur noch etwa 2·25 Mtr. hoch vom Wasser bedeckt waren, führte man das Schiff an den Arbeitsplatz, verankerte es daselbst und versenkte es auf den Felsen, indem man in den Ballastraum durch Oeffnen der Ventile 0,0 Wasser einströmen ließ. Die Arbeiter traten in die Wartekammer durch die obere Oeffnung M, welche sodann wieder hermetisch verschlossen wurde. Man comprimirte nun die innere Luft mit Hülfe der Pumpen p p, und senkte so nach und nach den Wasserspiegel in der Arbeitskammer, bis das Wasser ganz ausgetrieben war. Die Arbeiter stiegen herab auf den Felsen, bohrten die Minen, zertheilten die größeren Blöcke und legten die Steine auf den Gitterboden, ohne dabei durch das Wasser gehindert zu werden. Während diesen Arbeiten ließ man die Pumpen fortwirken, um die innere Luft stets zu erneuern. Hatte der Meeresspiegel seinen niedersten Ebbestand erreicht und das Wasser war wieder bis über 2 Mtr. gestiegen, so machte man das Schiff flott und führte es in den Hafen zurück. Die Arbeitszeit dauerte jedesmal 3 Stunden.

Dimensionen der Arbeitskammer.

Die Höhe der Kammer mußte so bestimmt werden, daß möglichst lange Arbeitszeiten zu den verschiedenen Epochen der Ebbe und Fluth stattfinden konnten.

Nennt man:

G die Höhe des mittlern Meeresstandes über dem zu sprengenden Felsen;
y die Tiefe der täglichen Ebbe unter diesem Stande;

H die größte Tiefe des Wassers, bei der noch mit dem Schiffe gearbeitet werden kann;

M die Dauer einer vollständigen Abwechslung zwischen Ebbe und Fluth;

τ die Dauer der Arbeitszeit bei dem Ebbestand y; so hat man nach der Formel von Laplace:

$$\tau = \frac{M}{\pi} \cdot \text{arc} \cdot \cos \frac{G-H}{y}.$$

Die mittlern Werthe von y und von M sind für den Hafen von Croisic:

Mondesepoche	Werthe von y	Werthe von M
Quadraturen (Viertelmond) . . .	1·11 M.	12 St. 36 M.
Octanten (Achtelmond)	1·80 „	12 „ 28 „
Syzygien (Vollmond)	2·49 „	12 „ 19 „

Die mittlern Werthe von G sind je nach dem Fortschritte der Arbeiten 3, 3·5 und 4 Mtr.; diejenigen von H sind nahe 2, 2·25 oder 2·5 Mtr.

Durch Substitution dieser Größen findet man folgende Werthe von τ:

		Werthe von H		
	Mondesepoche . .	2 Mtr.	2·25 Mtr.	2·5 Mtr.
G = 4m	Quadraturen . .	1 St. 48 M.	3 St. 19 M.	4 St. 26 M.
	Octanten . . .	3 „ 53 „	4 „ 31 „	5 „ 6 „
	Syzygien . . .	4 „ 31 „	4 „ 56 „	5 „ 20 „
G=3·5m	Quadraturen . .	0 „ 0 „	0 „ 0 „	1 „ 48 „
	Octanten . . .	2 „ 19 „	3 „ 10 „	3 „ 53 „
	Syzygien . . .	3 „ 36 „	4 „ 4 „	4 „ 31 „
G = 3m	Quadraturen . .	0 „ 0 „	0 „ 0 „	0 „ 0 „
	Octanten . . .	0 „ 0 „	0 „ 54 „	2 „ 19 „
	Syzygien . . .	2 „ 29 „	3 „ 5 „	3 „ 36 „

Man sieht hieraus, daß ein Schiff für eine Tiefe H = 2 Mtr. nur sehr kurze Arbeitszeiten bei den Quadraturen gegeben hätte, welches wegen des schwächsten Stromes der Ebbe die günstigsten Epochen sind. Ein Schiff, welches bei 2·5 Mtr. Tiefe zu arbeiten gestattet hätte, würde Vortheile für die Arbeitszeit geboten haben, wäre aber einem zu starken Meeresstrome ausgesetzt gewesen. Durch diese Betrachtungen hat man sich für eine Tiefe von 2·25 Mtr. entschieden, und demnach dauern die benützbaren Arbeitszeiten, je nach der Tiefe der Felsen, 3 Stunden 19 Min., 3 St. 10 Min. und 3 St. 5 Min.

Die eigentliche Arbeitskammer A hat eine Höhe von 2·15 Mtr.; die Wartkammer ist 1·3 Mtr. hoch, und es ist somit die Totalhöhe der Kammer 3·45 Mtr.; ihre Breite ist 3 Mtr. und ihre Länge 3·6 Mtr.

Das in der Arbeitskammer stehende Wasser wird durch die Pumpen in einer Zeit von acht Minuten vollständig ausgetrieben; die Maschine, welche ihre Bewegung den Pumpenkolben mittheilt, hat eine Kraft von zwei Pferden.

Feststellung des Schiffes auf den Felsen.

Wenn in dem Schiffe gearbeitet wird, strebt es sich zu erheben, einmal durch die Kraft des Auftriebes, sodann durch den Druck der comprimirten Luft auf den

Deckel der Arbeitskammer, welche bei einer Wassertiefe von 2·25 Mtr. 25000 Kil. beträgt. Es ist daher ein bedeutendes Gewicht (Ballast) nöthig, um das Schiff unten zu halten. Dieses Gewicht theilt sich in einen festen, immer auf dem Schiffe befindlichen und schon für das Schwimmen nöthigen Theil, und in einen Theil, welcher zum Versenken des Schiffes nöthig ist und zu jeder Zeit wieder entfernt werden kann. Der feste Ballast besteht aus altem Eisen, welches in dem untersten Raume der Ballastkammer rings um die Arbeitskammer herum aufgeschüttet ist; als beweglichen Ballast benützte man das Meerwasser, welches man durch die Ventile 0,0 einließ und nach vollendeter Arbeit mit Hülfe der Pumpen wieder ausschöpfte. Beide Arten von Ballast sind in demselben Raume C enthalten, der die Arbeitskammer umgibt. Das eine der beiden Schiffsenden ist etwas verlängert, um Raum für die Maschine zu gewinnen; als Vordertheil nimmt man bei der Bewegung des Schiffes das entgegengesetzte Ende an, wo der Raum des Verdeckes frei ist. Der Boden der Ballastkammer bildet einen hervorstehenden Rand an dem Umfange der Arbeitskammer, womit das Schiff auf dem Felsen aufsitzt; der ebene Boden unter der Ballastkammer ist 0·25 Mtr. von dem aufsitzenden Rande entfernt.

Schwimmt der Apparat, so ist seine Eintauchung 1·9 Mtr. von dem untersten Rande an gerechnet. Eine geringere Eintauchung wäre nicht zweckmäßig, indem das Schiff weniger Stabilität hätte.

Der Ballastraum muß groß genug sein, damit das Gewicht des eingelassenen Wassers mindestens den emporstrebenden Kräften, welche durch die Eintauchung des Schiffes und die Compression der Luft hervorgebracht werden, gleich komme.

Nennt man:

α die Eintauchung des Schiffes, wenn es schwimmt;

g die Erhebung des Bodens der Ballastkammer über dem untersten Rande $= 0{\cdot}25$ Mtr.;

S_1 und S_2 die horizontalen Schnitte des vordern und hintern Raumes für den Ballast (den Maschinenraum mit inbegriffen), welche durch eine Verticalebene durch die Mitte der Arbeitskammer geschieden sind;

N das Volumen des Maschinenraumes unter dem höchsten äußeren Wasserstande; nach den angenommenen Dispositionen ist $N = 8{\cdot}48$ Kil.-Mtr., so hat man, da die Wände des Schiffes sehr dünn sind, und S_1 und S_2 die Oberfläche des eingelassenen und verdrängten Wassers darstellen:

Das Gewicht des eingelassenen Wassers von $(H - g)\ S_1\ p$, worin

p das Gewicht eines Kubikmeter Meerwasser bedeutet und 1028 Kil. ist, und hinten

$$(H - g)\ S_2\ p - N\,p.$$

Bei der Versenkung vergrößert sich α bis H; das verdrängte Wasser ist dabei vorn $(H - \alpha)\ S_1\ p$ und hinten

$(H - \alpha)\ S_2\ p$; folglich sind die das Schiff hebenden Kräfte:

$$(\alpha - g)\ S_1\ p \text{ und } (\alpha - g)\ S_2\ p - N\,p.$$

Von diesen Kräften muß jede dem halben Drucke der innern comprimirten Luft gleich sein; man hat also:

$$S_1 = \frac{S H}{2(\alpha - g)}$$

$$S_2 = \frac{S H + 2 N}{2(\alpha - g)}.$$

S ist der Horizontalschnitt der Arbeitskammer = 10·8 Quadratmtr.
H = 2·25 Mtr.
α wird, um sicher zu gehen, 1·85 angenommen.

Man findet S_1 = 7·59 und S_2 = 12·89 Quadr.-Mtr.

Um zu untersuchen, ob das Schiff eine stabile Lage während der Arbeit hat, muß man die Momente der wirkenden Kräfte berechnen. Man hat:

das Gewicht des verdrängten Wassers durch die Einsenkung des Schiffs und die Compression der Luft	32·54 Ton.	
Gewicht des als Ballast eingelassenen Wassers		32·54 Ton.
Abstand der durch die Schwerpunkte dieser Wassermassen gehenden Verticalen von der Umsturzkante des Hintertheils, welche um 0·335 Mtr. von der Wand der Arbeitskammer absteht	1·901 Mtr.	1·652 Mtr.
Momente der Kräfte in Bezug auf diese Kante .	61·687 „	53·756 „

Man sieht, daß das umstürzende Kraftmoment viel größer ist, als das verhindernde und also das Schiff nicht stabil ist. Es boten sich drei Mittel dar, um dem Schiffe einen festen Stand zu geben:

1) Vergrößerung des Schnittes S_1.
2) Versetzung des Bodens des vorderen Ballastraums in eine größere Tiefe.
3) Vertheilung des festen Ballastes nach vornen.

Man wählte das leichteste, nämlich das dritte Mittel.

Das Gewicht des festen Ballastes betrug 17000 Kil.; 8400 Kil. lagen in der Höhlung des Randes, das Uebrige unmittelbar darauf.

Schiffbarmachung des Fahrzeuges am Ende jeder Arbeitsperiode.

Der Ballastraum empfängt 31·65 K.-Mtr. Wasser, welches jedesmal auszuschöpfen ist. Wenn die Maschine allein dieß zu bewirken hätte, würde jeder Schaden an derselben bei der schnell steigenden Fluth schlimme Folgen haben; man suchte demnach die Kraft der eingeschlossenen Luft ebenfalls zum Austreiben des Ballastwassers zu benützen.

Der Ballastraum ist durch eine Decke 2·25 Mtr. über dem aufsitzenden Rande geschlossen; er communicirt mit dem Meere durch 4 Ventile o, welche von dem Verdecke aus gehandhabt werden; mit der Arbeitskammer durch 4 Ventile m, Fig. 274, welche von der Wartekammer aus mit Hülfe eiserner Stangen geöffnet werden können. Diese Ventile sind mit Gewichten beschwert, so daß sie schon ohne den Luftdruck geschlossen bleiben; endlich mit der Wartekammer durch 4 offene Röhren r r, Fig. 277.

Wenn man das Schiff versenken will, öffnet man die Einlaßventile o; das Wasser tritt in den Ballastraum und treibt die Luft durch die Röhren r in die Wartekammer, von wo sie durch das Mannsloch M noch entweichen kann.

Am Ende der Arbeit und bevor man das Mannsloch M öffnet, steigen die Arbeiter in die Wartekammer und öffnen die Klappen m; das Wasser strömt in die Arbeitskammer; die comprimirte Luft dagegen gelangt durch die Röhren r in die Ballastkammer und nimmt den Raum ein, den ersteres verlassen hat. Indem die eingeschlossene Luft sich auf eine größere Oberfläche vertheilt, nimmt sie eine geringere Höhe unter dem Meeresniveau ein; die sie comprimirende Kraft wird vermindert, folglich dehnt die Luft sich aus und läßt einen Theil des durch die Ventile gelieferten Wassers unter den Wänden der Arbeitskammer austreten.

Wenn keine Luft durch die obere Klappe entweicht, so kann man 5·6 Kubikmtr. Wasser aus der Ballastkammer ausfließen lassen, ohne die Stabilität des Schiffes zu gefährden. Läßt man aber einen Theil der eingeschlossenen Luft in die freie Atmosphäre entweichen, so wird man auch das Ballastwasser länger auslaufen lassen können. Man fand z. B., daß wenn 4·368 Kubikmtr. Luft von der Pressung der Atmosphäre durch die Klappe entweichen, 14·23 Kubikmeter Wasser durch die Ventile in die Arbeitskammer gelassen werden können. Der Rest der Ballastwassermenge von 17·42 Kubikmtr. muß durch die Pumpen gehoben werden.

10 oder 11 Minuten nach dem Aufhören der Arbeit ist das Schiff flott zum Abfahren.

Jeder Kubikmtr. des gesprengten Materials vergrößerte die Tiefe der Eintauchung des Fahrzeuges um 0·126 Mtr. Wenn man nur 2 oder 3 Kubikmtr. gehoben hat, bleibt das Verdeck noch hinreichend über dem Meeresniveau; ist die Masse des gesprengten Materials aber größer, so muß die Luft in der Arbeitskammer etwas comprimirt werden.

Construction des Schiffs.

Das Schiff ist ganz aus Eisenblech und mit Rändern von Winkeleisen construirt. Das Blech der Arbeitskammer und der Decken hat 0·005 Mtr. Dicke; dasjenige der Außenwände dagegen 0·007 Mtr.

Durch eine Oeffnung M' mit gut verschließbarem Deckel gelangt man in den Ballastraum. Wenn das Schiff unter einer Tiefe von 2·25 Mtr. auf dem Felsen aufsitzt, so hebt der Luftdruck und der Druck des verdrängten Wassers beinahe sein Gewicht auf; allein wenn das Meer fällt, vermindern sich diese Drücke und die äußern Theile des Schiffes haben das Bestreben, von dem mittlern Theile abzubrechen. Um dieß zu vermeiden, unterstützte man das Vorder- und Hintertheil mit eisernen Stützen z z, Fig. 273 — 278, die durch 3 eiserne Fassungen laufen und durch Druckschrauben in der obersten Fassung festgehalten werden. Diese Stützen bilden die Füße des Apparats; sie werden in die Höhe gezogen, sobald das Schiff flott werden soll.

In der Decke der Arbeitskammer befinden sich 16 Gläser mit gußeisernen Rahmen, um hinreichend Licht in den Arbeitsraum zu lassen.

Von der Wartkammer geht eine bewegliche Leiter herab auf den Felsen; man zieht sie herauf, sobald das Fahrzeug schwimmend ist.

In der Wartkammer, gegenüber den Augen des Conducteurs, ist ein Manometer angebracht; der eine Arm desselben ist mit der Atmosphäre in Verbindung, während der andere die Pressung der comprimirten Luft angibt. Eine Wassersäule von 0·2 Mtr. entspricht einer Quecksilbersäule von 0·015 Mtr. Das Manometer wurde hiernach eingetheilt. Ein anderes Manometer ist bei der Dampfmaschine angebracht und gibt den Wasserstand in der Arbeitskammer an.

Die Pumpen sind einfach wirkend; sie ziehen die Luft aus einem Kasten, der mit der Atmosphäre in Verbindung steht. Wenn man die Pumpen zum Wasserschöpfen gebrauchen will, so werden die Oeffnungen, durch welche die Luft in den erwähnten Kasten tritt, hermetisch geschlossen und man öffnet mit Hülfe einer Klappe die Saugröhre s, Fig. 274. Das Wasser wird durch die Pumpen gehoben und durch die Röhre v in die Arbeitskammer gepreßt.

Die Pumpen werden durch eine Dampfmaschine in Bewegung gesetzt, welche mit 4½ Atmosphären arbeitet. Der Cylinder ist mit q, der Dampfkessel mit K in Fig. 274 angegeben. Der volle Dampfdruck ist nur beim Beginne der Arbeit und bei dem Wasserschöpfen nöthig; nach Maßgabe des Fallens des Meeresspiegels wird der Dampfdruck geringer und es machen die Kolben im Mittel der Pumpen 28 bis 30 Schläge in der Minute.

Sprengen der Felsen.

Der auszusprengende Felsen war ein compacter Granit. Das Bohren der Minen machte keine Schwierigkeiten und geschah auf gewöhnliche Weise mit langen Meißelbohrern. Nach jeder Arbeitsperiode wurden die angefangenen Minen mit hölzernen Pfropfen versehen, damit sie sich nicht mit Sand anfüllten. Während der letzten Arbeitsperiode vor dem Vollmond brachte man in die Bohrlöcher Patronen von Leinwand, welche mit Schiffstheer und Fett überzogen waren; jeder Patrone gab man eine Sicherheitsrakete oder einen Zünder von 2 bis 3 Mtr. Länge; die freien Enden dieser Raketen wurden zugebunden und gut betheert, damit das Pulver nicht benetzt werden konnte; hierauf wurden sie alle an eine in den Felsen gesteckte eiserne Stange befestigt. Der Besatz bildete sich von selbst. Sobald nun das Meer seinen niedersten Stand, 0·6 Mtr. über dem Felsen, erreicht hatte, begab man sich an die betreffende Stelle, jedoch ohne den Apparat, schnitt die Enden der Raketen ab und vereinigte sie durch eine Zündschnur, worauf endlich die Entzündung der Minen gleichzeitig erfolgte. Sobald man mit dem Luftschiff an die Stelle, wo die Explosion erfolgte, gelangen konnte, zertheilte man die zersprengten Felsblöcke, brachte sie auf den Gitterboden und führte sie an das Land.

War diese Arbeit beendigt, so fieng man wieder an Minen zu bohren und alles so vorzurichten, daß bei dem nächsten niedersten Ebbestand die Sprengung erfolgen konnte.

Während 4 Monaten, in welchen 181·1 Kubikmtr. Felsen gesprengt wurden, waren die Ausgaben:

Für die Dampfmaschine		1046·35 Francs.
Für Bewegung und Unterhaltung des Schiffs		1316·10 "
Für das Sprengen der Steine:		
Steinbrecher	31·91 Fr.	
Branntwein	40·63 "	
Pulver, Patronen, Raketen, Zündschnüre . .	210·75 "	
Werkzeuge	112·67 "	
		3555·05 "
		5917·50 Francs.

Dieß gibt für 1 Kubikmtr. 29·59 Francs, ohne den Antheil, welcher der Anschaffung des Apparats entspricht.

Die Kosten des Apparats lassen sich nach dem Materialaufwande beurtheilen, dieser war: An Schmiedeisen 11858 Kil.
" Gußeisen 3020 "
" Kupfer 17 "

§. 135.

Taucher-Apparate.

Bekanntlich besitzt der Mensch nicht die Fähigkeit, die im Wasser befindliche Luft aufzusaugen, und kann daher ohne Benutzung besonderer Apparate nicht länger als etwa 1 oder 2 Minuten unter Wasser bleiben.

Bei der Ausführung von Wasserbauten ist es höchst nothwendig, gewisse Arbeiten in der Tiefe vorzunehmen, und somit längere Zeit unter Wasser zu bleiben; hier sind dann die Taucherapparate von außerordentlichem Vortheile. In neuester Zeit hat man diese Apparate so vollständig gemacht, daß man fast Arbeiten in jeder beliebigen Tiefe unter Wasser beinahe eben so bequem wie in freier Luft ausführen kann.

Die Taucherapparate bestehen in starken luftdichten Kasten, die entweder nur den Kopf des Tauchers umschließen und sonach seine Arme und Füße ganz frei lassen, oder die so geräumig sind, daß sie mehrere Personen aufnehmen. Im ersten Falle heißt der Apparat Taucherhelm, im zweiten Taucherglocke. Für die Beseitigung der ausgeathmeten und die Einführung reiner atmosphärischer Luft muß aber jedes Mal Sorge getragen werden, weil der Raum nicht groß genug ist, um das nöthige Quantum davon zu enthalten.

Nach Halley's Beobachtungen bedarf der Mensch in der Minute nahe 0·04 Kubikmtr. Luft.

Wenn aber die ausgeathmete Luft wieder in denselben Raum zurückgestoßen wird, so kann man nur so lange noch nothdürftig darin athmen, als die Luft zur Hälfte rein ist. Hiernach genügt ein Luftraum von 0·027 Kubikmtr. Inhalt nur für etwa 3 Minuten. Andere Beobachtungen haben ergeben, daß es in einer Glocke von 0·94 Kubikmtr. Inhalt nur während einer Stunde ohne besondere Beschwerde eine Person aushalten konnte, wenn die Luft darin nicht erneuert wurde.

Der Taucherhelm hat den Vortheil, daß der damit versehene Arbeiter frei auf dem Grunde des Meeres herumgehen und gewisse Arbeiten verrichten kann,

dagegen gewährt die Glocke den großen Vortheil, daß die Arbeiter in der gewöhnlichen Kleidung und immer in dem lufterfüllten Raume bleiben, sich also viel leichter bewegen und weit mehr leisten können, während bei dem Taucherhelm der Wasserdruck auf die Glieder des Arbeiters schon bei einer Tiefe von 6 Mtr. sehr nachtheilig wirkt.

Einer der besten Apparate früherer Zeit ist der Klingert'sche Taucherhelm. Derselbe besteht in einem starken Cylinder aus Kupferblech, der oben durch ein Kugelsegment geschlossen ist. Taf. XIV. Fig. 253. Dieses Stück bedeckt den Kopf des Tauchers und ruht mit einem breiten Rande auf dessen Schultern. Ein zweiter ähnlicher Cylinder, der den Körper des Tauchers zwischen den Armen und den Hüften bedeckt, hat denselben Durchmesser wie der obere. Beide sind durch einen ebenso weiten Schlauch aus Leder verbunden, der mit Aermeln versehen ist. Letztere werden mittelst breiter Riemen fest auf die Arme gebunden, und dadurch wasserdicht geschlossen. Den Untertheil des Körpers bedeckt eine lederne Hose, die über den untern Cylinder gestreift und an demselben, sowie auch an den Füßen des Tauchers mit Riemen befestigt wird.

Zum Ab- und Zuführen der Luft dienen 2 dünne wasserdichte Lederschläuche von etwa 0·045 Mtr. Durchmesser, die durch spiralförmig gewundene Drähte offen gehalten werden. Der eine mündet unmittelbar in den Helm und führt die frische Luft zu. Der andere ist mit einem Mundstücke aus Elfenbein versehen und der Taucher muß hier die auszuathmende Luft hineinblasen. Beide reichen bis über die Oberfläche des Wassers. Vor den Augen des Tauchers sind 2 starke Glasscheiben eingesetzt; außerdem ist in der Kopfbedeckung ein Ventil angebracht, das sich nach außen öffnet. Dieses schlägt der Taucher auf, sobald er wieder an die Oberfläche kommt. Endlich befindet sich am untern Cylinder noch eine kleine Druckpumpe, mittelst deren der Taucher das Wasser entfernt, welches etwa in den Cylinder eingedrungen.

Da der Helm den Taucher schwimmend erhält, so muß er noch mit Gewichten belastet werden und zu diesem Ende ist der untere Cylinder mit einer Reihe von Hacken versehen, auf welche so viele Gewichte angehängt werden, daß der Taucher mit dem Drucke von wenigen Pfunden herabsinkt.

Das Nachtheilige dieses Apparats besteht darin, daß der Taucher nur mit großer Mühe sich fortbewegen kann und daß er in heftiger Strömung sogar mit fortgerissen wird.

Ein anderer Taucherhelm ist der Tonkin'sche; er unterscheidet sich von dem oben beschriebnen nur dadurch, daß auch die Arme und Füße mit starken metallenen Cylindern umgeben sind, über welche wasserdichte Kleider gezogen werden.

Der Taucherhelm von W. A. James, Fig. 254, unterscheidet sich von den obigen dadurch, daß die Zu- und Ableitungsröhren der Luft ganz fehlen. Außerdem schließt der Helm, der nur so groß ist, daß der Kopf darin freien Spielraum findet, einen weit geringern Raum ein, wodurch der Widerstand des Wassers vermindert wird. Der Helm ist aus Kupferblech getrieben und wasserdicht gelöthet. Er ruht auf den Schultern und umgibt den Kopf, den Hals, die Brust und den obern Theil des Rückens. Eine Jacke aus wasserdichtem Zeuge ist an

den untern Rand des Helmes genäht. Die Aermel reichen bis gegen die Hand und werden zwei Mal durch elastische Bänder festgebunden. Ein breiter und elastischer Gürtel schließt die Jacke dicht über den Hüften fest an den Leib. Außerdem zieht der Taucher noch eine Hose aus wasserdichtem Zeuge an, die dicht über den Knöcheln fest angeschlossen wird.

Statt der einzelnen Augengläser enthält der Helm eine quadratische Oeffnung von etwa 0·18 Mtr. Länge und Höhe, welche durch eine starke Glasscheibe geschlossen wird. Der Raum im Innern des Helms ist mit Luft angefüllt. Dieselbe wird aber durch das Athmen nicht verdorben, indem der Taucher wieder das Mundstück einer Röhre im Munde hat, wodurch er die Luft ausbläst. Diese Röhre besteht aus Kautschuk und mündet durch eine feine, mit einem Klappventile versehene Oeffnung im Scheitel des Helms, wodurch die Luft in das Wasser entweicht. Zum Ersetzen der eingeathmeten Luft in dem Helme dient ein Reservoir, das mit comprimirter Luft angefüllt ist. Dasselbe besteht aus einer ringförmig übereinander gewundenen kupfernen Röhre, welche unter den Armen hängt. Zwei Riemen mit Schnallen versehen reichen über die Schultern und tragen die Röhre. Letztere wird mittelst einer Compressionspumpe gefüllt. Sobald die im Helme befindliche Luft zu weit verdünnt ist, so öffnet der Taucher den Hahn in der Verbindungsröhre und sogleich strömt die erforderliche Luftmenge zu. Sollte durch zu langes Oeffnen des Hahns zu viel Luft hinzuströmen, so daß die Besorgniß entstünde, der Helm möchte springen, so entweicht die Luft durch ein gehörig belastetes Sicherheitsventil, das sich an der vordern Seite des Helmes befindet. Bei festem Grunde belastet sich der Taucher recht stark mit Gewichten, um sicherer stehen zu können, doch darf das Uebergewicht höchstens 15—20 Kil. betragen, damit er sich noch selbst an einem Taue heben und herablassen kann.

In neuerer Zeit haben die Taucher in England ein Guttapercha-Kleid, welches, aus einem ganzen Stück gefertigt, über die Füße und den Oberkörper geht, und am Halse mit einer Binde fest anliegend zugebunden wird; die Aermel liegen vorn am Handgelenke durch ihre Elasticität dicht an und werden durch elastische Ringe daselbst gehalten, während die Hände frei sind und keine weitere Bedeckung haben. Ueber den Kopf wird ein weiter metallener Helm gestülpt, der über den Hals herunter geht und auf den Achseln aufsitzt; an diesem ist eine Jacke aus Guttapercha befestigt, welche wieder Aermel hat und am Oberleib dicht angeschnallt wird, so daß kein Wasser nach innen eindringen kann. Auf der vordern Seite des Helms sind drei ovale Glasfenster angebracht, so daß der Taucher durchsehen kann; am hintern Theil des Helms ist eine Röhre von Guttapercha angeschraubt, die bis über das Wasser hinaufreicht und mit einer Luftpumpe in Verbindung steht, mittelst welcher dem Taucher fortwährend Luft zugepumpt wird. Die Fußbekleidung besteht aus einem Paar starker lederner Schuhe, welche unten bleierne Sohlen von 0·03 Mtr. Dicke haben. Außerdem erhält der Taucher auf Brust und Rücken noch zwei Bleiplatten angeschnallt, von welchen jede 20 Kil. wiegt; endlich wird dem Taucher noch ein starkes Seil um den Leib gebunden, welches über das Wasser hinaufreicht, um denselben erforderlichen Falls daran hinaufziehen zu können, wenn ihm etwas unter Wasser zustoßen sollte. Die Strick-

leiter, an welcher der Taucher auf- und absteigt, wird unten an zwei eiserne Platten, jede 30—40 Kil. schwer, angebunden, und hierdurch auf dem Boden des Flußbettes festgestellt. Auf diese Weise können die Taucher eine Stunde lang unter Wasser arbeiten.

In Nordamerika hat man die einfachsten Taucherhelme. Ueber dem Kopf befindet sich nämlich eine starke Glasglocke, die in einen messingenen Ring eingekittet ist. Letzterer befindet sich über den Schultern des Tauchers, und die Kleidung, aus Kautschuk bestehend, schließt sich wasserdicht daran an. Aus dem Ringe treten zwei kurze Röhren seitwärts hervor und an beiden sind Kautschukschläuche befestigt, die bis über Wasser reichen. Durch den einen wird fortwährend frische Luft eingepumpt, während durch den andern in gleichem Maße die Luft aus der Glocke entweicht.

Die eigentliche Taucherglocke unterscheidet sich von den bisher beschriebenen Apparaten vorzugsweise durch ihre Größe. Sie ist so geräumig, daß mehrere Personen sich darin aufhalten können. Da durch die Taucherglocke der Boden des Flusses oder des Meeres vollständig trocken gelegt werden kann, so können die Arbeiter alle Verrichtungen mit derselben Leichtigkeit wie über Wasser vornehmen.

Die Taucherglocke wurde schon im 15. Jahrhundert beim Perlenfischen gebraucht. Gegen das Jahr 1700 gab der berühmte Astronom Halley eine Einrichtung der Taucherglocke an, die ziemlich nahe mit der jetzt üblichen übereinstimmt. Die Glocke hatte die Form eines abgestutzten Kegels und war von Eichenholz; im Innern war sie mit zusammengelötheten Bleiplatten bekleidet. Ihre Höhe betrug 2·4 Mtr., der untere Durchmesser 1·5 Mtr., der obere 0·9 Mtr. Unten an der Glocke hingen drei Gewichte von je 100 Kil. In der Decke befand sich eine Oeffnung zum Auslassen der Luft, die jedoch gewöhnlich durch einen Hahn geschlossen blieb. Die Glocke wurde am Bugspriet eines Schiffes herabgelassen und erhielt ihre Luft aus zwei Luftfässern, die man abwechselnd herabließ, nachdem sie immer von Neuem mit Luft angefüllt waren.

Im Jahre 1775 gab Spalding mehrfache Aenderungen in der Einrichtung der Halley'schen Glocke an. Er stellte sich die Aufgabe, solche Einrichtungen zu treffen, daß die herabgelassenen Arbeiter in den Stand gesetzt würden, die Glocke in jeder beliebigen Höhe festzuhalten, wenn auch das Tau noch fortwährend nachgelassen wurde. Außerdem sollte die Glocke, ganz unabhängig von der Windevorrichtung, sogleich wieder gehoben werden können, und zwar bis zur Oberfläche des Wassers. Zu diesem Behufe wurde die Glocke mit einem doppelten Boden versehen, so daß sie im obern Theil einen zweiten luftdicht abgeschlossenen Raum enthielt. Die Belastung bestand theils aus vier zur Seite aufgehängten Gewichten, welche aber nur die Stellung der Glocke sicherten und nicht genügten, selbst wenn der obere Raum mit Wasser angefüllt war, die Glocke in der Tiefe zu halten, theils aus einem in der Mitte herabhängenden Gewichte, dessen Schwere noch erforderlich war, um die Glocke herabzulassen. Beim Herablassen wurde der obere Raum mit Wasser gefüllt, indem man mit Hülfe einer Stange ein Ventil aufstieß. Traf man zufällig auf einen vorragenden Gegenstand, der ein Umschlagen der Glocke hätte herbeiführen können, so ließ man das an einem Flaschenzug

hängende mittlere Gewicht auf den Grund herab, wodurch alsdann die Glocke schwebend erhalten wurde. Wollte man die Glocke aufsteigen lassen, so war nichts nöthig, als das Tau an dem Flaschenzug nach und nach zu verlängern. Um aber mit dem Gewicht heraufzufahren, war es nur nöthig, in den obern Raum, der mit Wasser gefüllt war, comprimirte Luft aus der Glocke eintreten zu lassen, was einfach durch Oeffnen eines Hahnes geschehen konnte. Die Versenkung der Glocke mit Luft geschieht nahe in derselben Art, wie bei der Halley'schen Glocke. Die Luftfässer haben eine andere Form und werden durch vier Bleigewichte belastet; damit sie regelmäßig neben der Glocke herabkommen, so gleiten die Schläuche an zwei vertical herabgehenden Tauen, die unten an der Glocke befestigt sind.

Am einfachsten und am gebräuchlichsten ist die Taucherglocke von dem Engländer Smeaton. Er ließ sie aus Gußeisen anfertigen und versorgte sie mittelst einer starken Druckpumpe mit Luft. Diese Glocke wurde zuerst bei dem Bau des Hafens zu Ramsgate benutzt: sie war 4½′ lang, 3′ breit, 4½′ hoch und wog nur 50 Centner. Zwei Mann hatten darin Platz, und die Luftpumpe befand sich in einem Boote, während die Glocke am Ausleger eines Krahnes hing.

Die gegenwärtig üblichen Glocken von Gußeisen bilden im Grundrisse ein rechtwinkliches Viereck mit abgerundeten Kanten von 1·8 Mtr. Länge und 1·2 Mtr. Breite. Ihre obere Decke ist flach gewölbt und mit einer Verstärkungsrippe versehen, Fig. 261 und 262, Taf. XIV.; die Höhe ist 1·5 Mtr., die Wandstärke beträgt in der Decke und im obern Theil der Wände 0·054 Mtr., unten dagegen bis 0·09 Mtr., wodurch der Schwerpunkt weiter herabkommt. Das Gewicht ist im Mittel 5 Tonnen, wogegen das durch sie verdrängte Wasser nur 3⅓ Tonnen wiegt. Im Innern der Glocke sind Sitze für die Arbeiter angebracht. Um Licht in die Glocke zu bringen, sind in der Decke 8 oder 12 Oeffnungen von 0·24 Mtr. Durchmesser, in welche 1½—2″ starke Glasscheiben eingekittet sind.

Die Versorgung mit Luft erfolgt durch eine Compressionspumpe, die von dem Augenblicke an, wo die Glocke in das Wasser taucht, bis sie wieder vollständig herausgezogen ist, ununterbrochen in Thätigkeit erhalten wird. Die Pumpe hat zwei Stiefel und einen Luftkessel, aus welchem ein lederner mit Kautschukfirniß gedichteter Schlauch von 0·075 Mtr. Durchmesser tritt. Letzterer enthält in seiner ganzen Länge eine spiralförmig gewundene Feder aus Draht. Der Schlauch mündet in der Decke der Glocke, und zwar in eine luftdicht eingesetzte Messingröhre, deren untere Mündung durch ein Ventil geschlossen wird, auf welches eine schwache Feder drückt. Die Spannung der eintretenden Luft muß daher auch so groß sein, daß sie den Druck der Feder überwindet. Dieses Ventil verhindert das Ausströmen der Luft aus der Glocke und sonach die Anfüllung derselben mit Wasser, falls der Schlauch irgendwo undicht geworden sein sollte. Die Bewegung des Ventils ist immer ein Zeichen, daß die Pumpe in gehöriger Wirksamkeit und der Schlauch in gutem Zustande ist*).

*) Hagen, Wasserbau, §. 94.

§. 136.

Trockenlegung der Baugrube.

Wenn die neueren Fundirungen gewisser Bauwerke unter Wasser meist auf Béton oder mit Anwendung von Senkkasten ausgeführt werden, so hat dieß seinen Grund hauptsächlich darin, daß bei den gewöhnlichen Fundirungen das Ausschöpfen der Baugruben, welches häufig mit großen Schwierigkeiten verbunden ist, nicht umgangen werden kann. Diese Schwierigkeiten, welche der Trockenlegung der Baugrube sich entgegenstellen, werden zuweilen so groß, daß man mit den vorhandenen Schöpfmaschinen entweder gar nicht ausreicht, indem so viel Wasser zuströmt, als diese heben, oder daß man den Wasserspiegel nur bis zu einer gewissen Tiefe herabsenken kann. Im ersten Falle muß man die Anzahl oder die Wirksamkeit der Maschinen vermehren und vielleicht sogar zu einer andern Fundirungsart übergehen, die eine minder tiefe Senkung des Wassers erfordert; es kann auch geschehen, daß man die Baustelle verlassen und auf einer bessern Stelle auf's Neue den Versuch machen muß, die gewünschte Tiefe zu erreichen. In dem Falle, wenn die Maschinen das Wasser nur auf eine gewisse Tiefe senken, treten zwei Fälle ein: der eine und vortheilhaftere Fall ist der, wenn die Gränze der Senkung oder die Tiefe, bis zu welcher die Maschinen das Wasser senken können, weit unter der Sohle der Baugrube liegt: hier kann das Pumpen periodisch ausgesetzt werden, weil immer eine geraume Zeit vergeht, bis sich die Baugrube wieder so anfüllt, daß es den Fundirungsarbeiten hinderlich wird. Der andere Fall ist der, wenn jene Gränze der Wirksamkeit eben in diejenige Höhe fällt, bis zu welcher die Senkung stattfinden muß, wenn der Grundbau vorgenommen werden soll: hier dürfen die Maschinen gar nicht zum Stillstande kommen, und man muß entweder jeden Tag schon einige Stunden vor der Arbeit das Wasserschöpfen beginnen lassen, um den Zufluß zu beseitigen, oder, was namentlich bei größern Arbeiten noch vortheilhafter ist, man muß die Maschinen Tag und Nacht in Thätigkeit lassen, wodurch aber sehr bedeutende Kosten verursacht werden.

In einem wie in dem andern Falle muß man, um möglichst wenig Kosten durch das Wasserschöpfen zu veranlassen, den *Wasserzubrang* möglichst zu *schwächen* suchen. Dieses geschieht, indem man, so weit es geschehen kann, für die Baustelle den geeignetsten Platz aussucht, oder indem man die Arbeiten zu der Zeit beginnen läßt, wo der Fluß oder Bach seinen *niedersten Wasserstand* hat, sodann öfters durch *Auffangen der unterirdischen Quellen*, bevor sie in die Baugrube gelangen, und endlich indem man die *Fangdämme* möglichst solid und *sorgfältig* ausführt.

Die Trockenlegung der Baugrube läßt sich ferner, wenn auch die Zuflüsse nicht weiter zu vermindern sind, noch dadurch befördern, daß man den Abfluß des Wassers erleichtert, oder die *Hubhöhe* so viel als möglich *vermindert*. Dieß geschieht häufig dadurch, daß man in die Fangdämme *Einschnitte* macht und Rinnen hineinlegt, durch welche das gehobene Wasser abfließt; oder indem man sich eines *Hebers* bedient und dazu im Innern der Baugrube einen Be-

hälter einrichtet, der das Wasser zunächst aufnimmt und dessen Umfassungswände übereinstimmend mit dem Steigen des Flusses erhöht werden können.

Endlich läßt sich zuweilen auch der Wasserspiegel in dem Abzugsgraben senken, wodurch die Haupthöhe vermindert wird. Manchmal kann der Abzugsgraben so tief gelegt werden, daß gar kein Schöpfen mehr nöthig wird, und dieß ist natürlich das Beste.

§. 137.
Schöpfmaschinen.

Die Schöpfmaschinen können in 4 Abtheilungen gebracht werden:

Die erste Abtheilung enthält solche, welche dem Wasser einen heftigen Stoß ertheilen und es dadurch zu der erforderlichen Höhe heraufwerfen; die zweite Abtheilung solche, welche das Wasser in Eimern oder Kästen schöpfen und heben. Die dritte Abtheilung solche, wobei das Wasser in gewisse bewegliche Kanäle eingeführt wird, deren Neigung man verändert und dadurch das Wasser zwingt, eine andere Stelle einzunehmen und nach dem höher gelegenen Ausgusse hinzufließen; die vierte Abtheilung endlich solche, wobei die Kanäle und Rinnen fest sind und ihre Lage beibehalten, während Kolben sich in ihnen bewegen, die das Wasser mit sich führen. Dabei treten noch die Fälle ein, daß entweder die Kolben sich ununterbrochen in derselben Richtung hinziehen, oder sich nur auf eine gewisse Höhe heben und alsdann wieder senken.

Die Wasserschöpfmaschinen sind daher der Reihe nach folgende: Wurfschaufeln, Schwungschaufeln, Wurfrad, Handeimer, Kastenwerke, Schöpfräder, Wipptröge, Schneckenräder, archimedische Wasserschnecken, geneigte Schaufelwerke, Kettenpumpen, gewöhnliche Pumpen.

Bei der Wahl der Schöpfmaschinen hat man zu berücksichtigen:

1) Die wahrscheinliche Dauer ihres Gebrauches, indem davon die Betriebsart abhängig ist. Wenn in der Baugrube nur auf kurze Zeit das Wasser etwas gesenkt werden soll, so wird man jedesmal die Menschenkraft dabei benutzen, und es wird vielleicht vortheilhaft sein, die Kosten für Ankauf und Unterhaltung der Pumpen oder anderer Maschinen zu sparen und das Wasser unmittelbar mit Schaufeln oder Eimern ausgießen zu lassen. Wenn aber der Grundbau lange Zeit in Anspruch nimmt und wenn große Wassermassen gehoben werden müssen, dann ist es unter den meisten Verhältnissen, wenn nicht etwa ein disponibles Gefälle die Benützung der Wasserkraft gestattet, am vortheilhaftesten, die Dampfkraft anzuwenden, da es hier sich weniger um die Kosten der ersten Anlage, als um die des Betriebs handelt.

2) Den Raum, welchen die Maschinen mit ihren Nebentheilen einnehmen. Dieser soll möglichst klein sein, da die Ausdehnung des Platzes, wo sie aufgestellt werden sollen, sehr beschränkt ist.

3) Daß die gewählte Schöpfmaschine das Wasser nach Umständen in verschiedene Höhen heben kann.

4) Daß die Maschine ohne große Mühe von einer Stelle der Baugrube zur andern versetzt werden kann.

Unter allen den obengenannten Schöpfmaschinen entspricht die **Pumpe** am meisten den gestellten Anforderungen, weshalb diese auch vorzugsweise in Anwendung kommt, obgleich sie am häufigsten einer Beschädigung unterworfen ist, indem das zu hebende Wasser in der Regel viele Sand- oder andere Erdtheile enthält, wodurch der Schluß des Kolbens verloren geht. Dessenungeachtet ist es nöthig, auch die übrigen Schöpfmaschinen näher kennen zu lernen, daher eine kurze Betrachtung derselben folgen soll.

Unter den Schöpfmaschinen der ersten Abtheilung sind die einfachsten die **Schaufeln**. Man unterscheidet dabei die Wurfschaufeln von den Schwungschaufeln, indem man unter der ersten Benennung solche versteht, die ohne weitere Befestigung nur aus freier Hand geführt werden, und unter der letzten diejenigen, welche an einem leichten Bocke hängen. Die ersteren finden bei kleinern Baugruben öfters Anwendung und sind ganz vortheilhaft, sobald die Förderungshöhe nur 0·9—1 Mtr. beträgt. Man fertigt sie am wohlfeilsten aus sogenannten Malzschaufeln, welche man noch mit einem 0·15 Mtr. hohen blechernen Rand versieht.

Die Schwungschaufeln finden ebenfalls häufig Anwendung bei der Trockenlegung der Baugruben. Fig. 269 zeigt ihre gewöhnliche Form. Ihre Länge beträgt 0·54 Mtr., ihre Höhe und Breite 0·3 Mtr. Sie sind mit einem langen Stiele versehen und hängen überdieß an einem aus Stangen leicht zusammengesetzten dreibeinigen Bocke von etwa 2·7 Mtr. Höhe. Ein Arbeiter stößt die Stange mit Heftigkeit so weit in das Wasser, daß sie sich anfüllt und bei der Fortsetzung ihrer pendelartigen Bewegung dem Wasser diejenige Richtung gibt, daß es nach der etwa 1·8 Mtr. entfernten breiten Rinne fliegt, welche es über den Damm nach dem äußeren Wasser abführt.

Die Förderungshöhe beträgt selten mehr als 1 Mtr. und ein Arbeiter schöpft bei einem Schwunge, der etwa vier Sekunden dauert, 0·0135 Kubikmtr. Wasser.

Zuweilen stellt man an einer Schaufel auch zwei und noch häufiger drei Arbeiter an, indem der eine wieder den Stiel führt, und die andern beiden mittelst Leinen der Schaufel den starken Schwung ertheilen.

Zu den Maschinen dieser Art gehört auch das Wurfrad, welches jedoch fast nie zur Trockenlegung der Baugruben benutzt wird, dagegen mehr bei Entwässerungen eingedeichter Niederungen Anwendung findet.

Zu den Schöpfmaschinen der zweiten Abtheilung gehören vor Allem die gewöhnlichen **Handeimer**. Die Arbeiter stehen in dem Wasser, welches sie ausschöpfen sollen und heben dasselbe auf 0·9 — 1·2 Mtr. Höhe. Am besten eignen sich die ledernen Feuereimer, welche noch den Vortheil haben, daß man sie fast überall in der gehörigen Anzahl leicht erhalten kann. Ein Arbeiter hebt den Eimer 15 Mal in einer Minute und schöpft jedesmal $\frac{1}{3}$ Kubikfuß oder 0·009 Kubikmtr.; die Arbeitszeit kann nur zu 6 Stunden angenommen werden. Die tägliche Förderungsmasse ist daher 48·6 Kubikmtr.

Für größere Hubhöhen hat man die Eimer an eine Kette ohne Ende befestigt, so daß sie bei der Bewegung der letztern abwechselnd unter das Wasser treten, sich daselbst füllen, sobann ansteigen und über eine obere Trommel gehen, woselbst sie sich bei der veränderten Stellung entleeren. Dieses sind die sogenannten

Kastenwerke oder Norien, welche man schon seit langer Zeit besonders in Italien angewendet hat und die bei einer passenden Einrichtung für größere Hubhöhen sehr günstige Resultate geben, da die passiven Widerstände gering sind. Doch kommen auch mancherlei Nachtheile dabei vor: 1) daß beim Entleeren der Kasten das Wasser nicht vollständig aufgefangen wird und häufig ein großer Theil wieder zurückfällt; 2) daß das Wasser gewöhnlich auf eine bedeutend größere Höhe gehoben werden muß, als es aufgefangen wird; und 3) daß das Füllen der Kasten wegen der darin enthaltenen Luft Schwierigkeiten verursacht.

Die Fig. 263, Taf. XIV. stellt ein Kastenwerk dar, welches durch eine Art von Kammrad in Bewegung gesetzt wird; wenn man das ausgegossene Wasser vollständig auffangen will, so ist es nöthig, daß der Trog, der es aufnimmt, nicht viel über der Achse des Rades liegt, weshalb die Welle an dieser Seite nicht vorstehen darf, vielmehr auf der andern Seite ihre beiden Lager haben muß.

Besonders zweckmäßig hat sich die Anordnung Fig. 265 erwiesen. Die Kasten, welche etwa 0·3 Mtr. hoch, 0·18 Mtr. breit und 0·27 Mtr. lang sind, haben zwei Oeffnungen, nämlich wenn man die Stellung betrachtet, in welcher sie aufsteigen und mit Wasser gefüllt sind, so haben sie oben und zwar zur Seite neben dem schrägen Boden einen offenen Schlitz, der gar nicht geschlossen werden kann und durch welchen sie sich füllen und entleeren; unten dagegen ist eine kleinere Oeffnung befindlich, welche mit einem Klappenventile geschlossen ist. Sobald der Kasten über die obere Trommel getreten ist, so öffnet sich das Ventil von selbst vermöge seines Gewichtes und bleibt so lange offen, bis der Kasten wieder die erste Stellung einnimmt. Diese Anordnung erleichtert sehr die Füllung des Kastens, denn wie das Wasser eintritt, entweicht die Luft durch das Ventil. Durch eine zweite obere Trommel wird es möglich, die Rinne hinreichend weit unter die Kette zu schieben, wodurch das Wasser vollständiger aufgefangen wird. Nach den Beobachtungen, welche man an dem Kanal St. Maur bei Paris machte, ergab sich, daß ihr Nutzeffekt sich ungefähr so groß herausstellte, wie das Verhältniß der ganzen Höhe, zu der das Wasser gehoben werden mußte, sich zu der nutzbaren Hubhöhe verhält.

Zuweilen werden die Schöpfkasten nicht an der Kette ohne Ende, sondern an dem Umfange eines **Rades** angebracht, wodurch das **Schöpfrad** entsteht. Die Kasten sind entweder fest oder können sich noch um gewisse Achsen drehen. Wenn an dem Radkranze feste Kasten sind, so kann die Vorrichtung die durch Fig. 264 dargestellte Construction haben; wenn dagegen bewegliche Eimer angebracht sind, so können diese wieder auf sehr verschiedene Art, sobald sie sich entleeren sollen, geneigt werden; die Fig. 270 zeigt eine einfache Vorrichtung der Art, die keiner weitern Erklärung bedarf. Jeder Eimer hat einen eisernen Bügel, womit er gegen den Rand des Troges streift und sich dadurch überneigt.

Ein Rad, wie Fig. 264, wandte Perronet zur Trockenlegung der Baugrube bei der Brücke zu Neuilly an; es hatte 4·2 Mtr. Durchmesser und 1 Mtr. Breite; das Wasser wurde damit 2·7 Mtr. hoch gehoben und die Bewegung ging von einem Wasserrade aus, das in der Seine hing und mittelst zweier Räder und Getriebe dieses drehte; die Geschwindigkeit des Wasserrades war der des Schöpfrades gleich.

Zu den Schöpfmaschinen der dritten Abtheilung gehört zunächst der sogenannte Wipptrog. Derselbe besteht aus einer 8 bis 9 Mtr. langen Rinne von 0·3 Mtr. Höhe und 0·3 Mtr. Breite, deren beide Enden aufwärts gebogen sind. Diese Rinne schwingt um eine horizontale in der Mitte befindliche Achse. Indem sie abwechselnd auf einer und der andern Seite in das Wasser gedrückt wird, öffnen sich die im Boden befindlichen Ventile und es tritt das Wasser auf der einen Seite ein, während es auf der andern gegen die Achse hinströmt, wo es durch eine feste Zwischenwand aufgehalten wird und durch die betreffende Seitenöffnung entweicht.

Der Wipptrog nimmt zu viel Raum ein, erfordert auch eine große Zahl Arbeiter, deren Kräfte unvortheilhaft benutzt werden, und wird daher in neuerer Zeit nicht mehr angewendet.

Ferner muß hier das Schneckenrad oder Tympanum erwähnt werden. Fig. 268 stellt es im Durchschnitte und in der Ansicht von vorn dar. Es ist in eine große Anzahl gewundener Kanäle getheilt und die Einflußöffnungen zu denselben befinden sich in der Stirne des Rades. Das Wasser fließt bei der eintretenden Drehung in den Kanälen zur Achse hin und ergießt sich endlich in die weite Röhre, welche die Welle umgibt. Perronet benutzte ein solches Rad bei dem Baue der Brücke zu Orleans; es war 5·85 Mtr. hoch, im Lichten 0·5 Mtr. breit und wurde sehr einfach dadurch bewegt, daß an jeder Seite des Schöpfrades ein Laufrad angebracht war, worin Arbeiter gingen; die Leistung war im Vergleich zu andern Maschinen sehr bedeutend, allein es nahm die ganze Vorrichtung so viel Raum ein und war so schwer zu versetzen, daß ihre Anwendung für andere Fälle durchaus nicht empfohlen werden kann.

Eine in neuerer Zeit noch sehr gebräuchliche Maschine ist die archimedische Wasserschnecke. Sie hat den Vortheil, daß sie sehr leicht aufzustellen ist und in einem beschränkten Raume Platz findet, auch daß ihre Wirksamkeit durch ein tiefes Eintauchen nicht beeinträchtigt wird, und man sie also in die Baugrube stellen und, ohne ihre Lage zu verändern, so lange gebrauchen kann, als sie überhaupt noch Wasser schöpft; dazu kommt noch, daß sie bei der Abwesenheit aller Ventile, Kolben ꝛc. auch durch trübes Wasser und Sand eben so wenig leidet, wie das Schöpfrad, also sogar in dieser Beziehung der Pumpe vorangeht.

Fig. 271 zeigt die gewöhnliche Anordnung und Aufstellung der Schnecke. Sie hat 0·6 — 0·9 Mtr. Durchmesser; ihre Länge beträgt gewöhnlich 5·4 — 6·6 Mtr. und sie wird in der Regel so gestellt, daß ihre Hubhöhe 2·4 Mtr. beträgt.

Die einzelnen Gänge müssen ziemlich schmal sein und man nimmt deswegen 2, öfters 3 Schraubengänge, wie dieß in der Fig. 271 angegeben ist.

In bezeichneter Figur stellt M den Mantel und S die Spindel oder Welle der Schnecke vor. Die Gänge werden aus Brettchen zusammengesetzt, welche man Splissen nennt. Die Splissen werden alle von einem Klotze, welcher in Figur 271a durch zwei Ansichten dargestellt ist, mit einer Schweifsäge abgeschnitten.

ab ist die Schaufelbreite zunächst der Spindel;

cd ist die Schaufelbreite zunächst am Mantel;

ef ist die Steigung der Schraube auf eine Schaufelbreite.

Die Schaufelbrettchen greifen mit einem Zapfen in den fortlaufenden Einschnitt der Welle ein; unter sich sind sie mit hölzernen Nägeln verbunden, die gleich beim Zusammensetzen eingelassen werden, und ihr äußeres Ende greift wieder in eine Ruthe in die schmalen Bretter des Mantels ein. Zur Herbeiführung eines guten Schlusses dienen die Zugbänder, die etwa in 1·2 Mtr. Abstand um den Mantel gelegt sind. Die Bewegung der Schnecke wird durch eine Kurbel K bewirkt, auf deren Griff 6—8 Zugstangen gesteckt sind, woran die Arbeiter abwechselnd schieben und drücken.

Nach den Versuchen von d'Aubuisson ergibt es sich, daß eine Schnecke am vortheilhaftesten wirkt, wenn sie unter 30 Graden gegen den Horizont geneigt ist, doch stellt man sie auch unter 45 Graden auf. Ebenso hat man durch Versuche zu ermitteln gesucht, unter welcher mittleren Neigung die Windungen am vortheilhaftesten ansteigen, doch sind die Resultate hier nicht so entscheidend ausgefallen, daß sich eine allgemeine Regel aufstellen ließe, man fand eine Neigung von 54 bis 65 Graden mit der Verticalen.

Nach den von Mallet angestellten Beobachtungen konnte mittelst einer Schnecke mit 3 Gängen, die 19 Fuß lang war, 19 Zoll im Durchmesser hatte, durch 9 Arbeiter, die in der Minute 35 Umdrehungen machten, eine Wassermenge von 1358 Kubikfuß in der Stunde auf 10·5 Fuß Höhe gehoben werden. In Frankreich rechnet man gewöhnlich, daß ein Arbeiter an einer Schnecke, der während des Tages 6 Stunden hindurch arbeitet, in der Stunde 15 K.-Mtr. 1 Mtr. hoch hebt.

Für eine Wasserschnecke von 0·487 Mtr. Durchmesser und 8·4 Mtr. Länge, bei welcher der Winkel, den die Schraubenlinie mit der Achse macht, 62 Grade beträgt und für 60 Umdrehungen pro Minute, erhält man nach d'Aubuisson die Wassermenge für eine Stunde:

bei	30°	Neigung	und	3·77	Mtr.	Höhe	der	Erhebung	129·6	K.-Mtr.
„	35°	„	„	4·46	„	„	„	„	102·8	„
„	40°	„	„	5·14	„	„	„	„	67·9	„
„	45°	„	„	5·83	„	„	„	„	37·0	„
„	50°	„	„	6·17	„	„	„	„	14·4	„
„	55°	„	„	6·51	„	„	„	„	5·1	„

Man sieht hieraus, welchen bedeutenden Einfluß die Neigung hat. In der Praxis ist es rathsam, nur ⅔ der angegebenen Wassermengen zu nehmen.

Zu den Schöpfmaschinen der vierten Abtheilung gehört zuerst das geneigte Schaufelwerk. Eine Rinne, die im Lichten 0·3 bis 0·6 Mtr. breit und 0·18 bis 0·3 Mtr. hoch ist, wird aus Bohlen zusammengesetzt und in den Fugen gehörig verdichtet, so daß sie den sogenannten Förderkasten bildet.

Man legt diese Rinne so, daß ihr oberes Ende in die Ausgußrinne reicht und das untere Ende sich ganz unter Wasser befindet. Eine Kette ohne Ende, woran sich die Schaufeln befinden, ist durch den Förderkasten hindurchgezogen und wird über ihm in einer zweiten Rinne dem Laufkasten wieder zurückgeführt.

Um diese Kette in Bewegung zu setzen, sind an beiden Enden Trommeln angebracht, um welche die Kettengelenke sich gehörig schließend auflegen und auch

kein Gleiten stattfinden kann. Die Bewegung geschieht entweder durch Menschen, manchmal auch von einem Wasserrade oder einem Pferdegöpel aus.

Die Construction der Kette ist aus der Fig. 273 ersichtlich. Bei A ist jedesmal ein Ansatz, wogegen sich der Triebstock lehnt. Die Anzahl der Triebstöcke an den Trommeln ist in der Regel acht. Gewöhnlich läßt man die Schaufeln flach auf dem Boden der Kasten laufen, doch bringt man zuweilen, wie Fig. 273 zeigt, auch zwei Eisenschienen an den Seiten des Bodens an und versieht die Schaufeln mit flachen Einschnitten, wodurch eine unmittelbare Berührung des Bodens sowie der Seitenwände vermieden wird. Der freie Spielraum ist etwa 0·015 Mtr.

Das geneigte Schaufelwerk erfordert im Verhältniß des erzeugten Effektes eine große Betriebskraft, weil die Schaufeln viel Reibung verursachen und die Bewegung nicht zu langsam sein darf. Nach einer bei der Erbauung der Brücke von Charité sur Loire gemachten Beobachtung goß ein durch 6 Arbeiter in Bewegung gebrachtes geneigtes Schaufelwerk in einer Stunde 20·5 K.-Mtr. Wasser auf 3·25 Mtr. Höhe aus, was auf einen Mann 11·13 K.-Mtr. auf 1 Mtr. gehoben ausmacht.

Zur Trockenlegung von Baugruben werden die geneigten Schaufelwerke wenig gebraucht, indem sie zu viel Raum einnehmen und zu schwer von einer Stelle zur andern zu bringen sind; ihre Anwendung ist übrigens ziemlich häufig in Holland zum Ausschöpfen des Wassers aus eingedeichten Niederungen.

Wird das Schaufelwerk in verticaler Lage angewendet, so heißt es: Kettenpumpe, auch Paternosterwerk.

Die gewöhnliche Anordnung der Kettenpumpe ist folgende: ein hölzernes Pumpenrohr von etwa 0·12 Mtr. Weite bildet die Röhre, worin das Wasser gehoben wird. Durch dieses Rohr ist eine gewöhnliche Kette hindurchgezogen, die an der äußeren Seite desselben wieder herabgeht; an der Kette befinden sich die einzelnen Kolben oder Scheiben, die vor sich das Wasser auftreiben. Die Kette erhält ihre Bewegung durch eine Gabelwalze, in welcher sechs gabelförmige Arme angebracht sind.

Die Fig. 266 zeigen eine solche Kettenpumpe von der Seite und von vorn, und Fig. 267 zeigt die Construction der Kette und der Gabeln. Die Krümmung der vordern Seite der Gabel D muß so gewählt sein, daß sie einen Kreisbogen bildet, der aus der Achse des nächstfolgenden Kettenbolzens B beschrieben ist. An jedem vierten Gliede ist eine Scheibe angebracht; ein solches Glied ist breiter und mit einem Ansatze versehen; an den Ansatz lehnt sich zunächst eine eiserne Scheibe, auf diese folgt eine mit eisernen Ringen beschlagene hölzerne Scheibe und dann das 0·0075 Mtr. starke Leder; auf der andern Seite ist wieder die hölzerne und eiserne Scheibe angebracht und ein durch die Achse hindurch getriebener Splint verbindet alles fest mit einander. An dem untern Ende der Pumpe läuft die Kette über keine kleine Walze, wie dieß gewöhnlich vorkommt, sondern es ist daselbst nur ein starker, gehörig abgerundeter Kloß angebracht, um sie ganz sicher in die Röhre zu leiten.

Perronet, welcher bei dem Baue der Brücke zu Orleans bis 22 Schaufelwerke auf einmal im Gange hatte, beobachtete ihren Effekt: 4 Arbeiter an den

beiden Kurbeln wirkend, hoben bei 30 Kurbelumgängen in 108 Sekunden 0·514 K.-Mtr. Wasser auf 4·872 Mtr. Höhe, was auf einen Arbeiter bezogen 20·88 K.-Mtr. in einer Stunde auf 1 Mtr. Höhe gehoben, ausmacht. D'Aubuisson rathet, nur 20 Umdrehungen in 108 Sekunden zu nehmen, was eine Wassermenge von 13·9 K.-Mtr. auf 1 Mtr. Höhe gehoben gibt.

Obgleich die Kettenpumpe ihrer Einfachheit wegen auf der englischen Marine die gewöhnliche Wasserhebmaschine geworden ist, so findet sie doch bei der Trockenlegung von Baugruben selten Anwendung, indem sie im Verhältniß zu ihrem Effekte eine zu große Betriebskraft erfordert und auch viel Reparaturkosten veranlaßt. Ein weiterer Uebelstand der Maschine ist auch noch der, daß man die Förderungshöhe nicht willkürlich ändern kann.

Die Förderungsmaschinen der vierten Abtheilung sind die Pumpen. Wie schon erwähnt, sind die Pumpen diejenigen Maschinen, die sich für die Trockenlegung einer Baugrube wegen ihrer mäßigen Anschaffungskosten, sowie wegen des geringen Raumes, den sie zur Aufstellung bedürfen, ganz besonders eignen.

Will man die Pumpen aus Holz in großen Dimensionen darstellen, so setzt man sie aus Bohlen zusammen und gibt ihnen alsdann gewöhnlich einen quadratischen Querschnitt, wie dieß schon Belidor und insbesondere auch Eytelwein empfiehlt.

In neuerer Zeit construirt man die Pumpen häufig aus Gußeisen und noch häufiger aus Weißblech. Eine Pumpe aus Weißblech hat gewöhnlich 0·09 Mtr. Durchmesser im Lichten und eine Länge von 3·6 — 5·4 Mtr.; an dem untern Ende der Röhre befindet sich ein Saugventil; der Kolben ist nur aus einer kreisförmigen Lederscheibe gebildet, welche concentrisch an das untere Ende der hölzernen Kolbenstange mit einem starken Nagel befestigt wird. Indem man die Kolbenstange oben in die Röhre eindrückt, schlägt sich die Lederscheibe nach aufwärts und bildet eine Art Kapsel, die man sodann mit mehreren Lederriemchen gegen die Stange befestigt, damit sie sich nicht einschlägt. Fig. 272 zeigt eine solche Pumpe. Zur Bewegung der Kolbenstange sind 2 Arbeiter erforderlich.

Obgleich diese Blechpumpen in großer Zahl angewendet, auch bei größeren Baugruben sich als vortheilhaft bewährten, so wählt man doch nicht selten solidere Pumpwerke und läßt solche durch eine kleine Dampfmaschine in Bewegung setzen. Diese Pumpwerke haben immer den Vortheil, neben den schon bezeichneten allgemeinen Vortheilen der Pumpen, daß man den Ausguß in beliebiger Höhe anbringen kann. Das Saugrohr der Pumpe muß entweder in einen Sumpf einmünden, in welchem sich nur reines Wasser sammelt, oder es endigt in einen durchlöcherten Kasten, den sogenannten Sauger. Die gewöhnlichen Blechpumpen legt man am besten mit ihrem untern Ende in einen Korb von geflochtenen Weiden.

Wenn eine Pumpe gut ausgeführt ist, liefert dieselbe in einer bestimmten Zeit 80 — 90% des Volumens Wasser, welches man erhält, wenn man den Kolbenhub mit dem Kolbenquerschnitt multiplizirt.

Gauthey gibt in seiner Brückenbaukunde, Seite 246, eine Vergleichung der Wirkungen der verschiedenen Wasserschöpfungen, die hier folgen soll:

Benennung der Maschinen.	Wassermenge, die ein Mann in 24 Stunden auf 1 Meter heben kann. K.-Mtr.	Verhältniß des Nutzeffektes zur angewendeten Kraft.
Ausschöpfen mit Eimer	46	0·66
Geneigte durch Menschen bewegte Schaufelwerke .	68	0·44
Pumpen	84	0·50
Archimedische Schnecke	90	0·58
Verticale Schaufelwerke	117	0·75
Geneigte durch Pferde bewegte Schaufelwerke . .		0·37
Durch ein Wasserrad bewegtes Schöpfrad . . .		0·70

Ausführung der Gründungen auf verschiedenen Boden, im Trocknen und unter Wasser.

§. 138.

Gründung auf Felsen im Trocknen.

Wenn die Voruntersuchungen gezeigt haben, daß die Unterlage des Felsens, auf den man bauen will, zuverlässig ist, so gibt dieser das beste Fundament. Hier hat man nur die Oberfläche des Felsens horizontal oder normal auf die Richtung des zusammengesetzten Druckes zu ebenen, und wenn dieselbe geneigt ist, abzutreppen und das Mauerwerk unmittelbar aufzulegen.

Zeigt der Felsen auch einige Risse oder Spalten, so können diese mit Mauerwerk oder Béton ausgefüllt werden. Fig. 218, Taf. XI.

Zuweilen werden die Fundamente etwas in den Felsboden eingeschnitten, besonders wenn man eine Verschiebung des Mauerwerks verhindern will. Eine eigenthümliche Einschneidung des Fundaments kommt bei der Maidenhaedbrücke auf der Great-Western-Bahn vor, wo das Fundament mit förmlichen Zahnschnitten in den Kalkfelsen eingreift, um gegen eine Verschiebung durch die flachen Bogen von 38·4 Mtr. Spannung gesichert zu sein.

Andere Gebäude, wie etwa Leuchtthürme, die auf Klippen in dem Meere erbaut werden, hat man dadurch gegen den Felsgrund befestigt, daß einzelne Steine der untern Schicht in denselben eingreifen. Dieß ist z. B. bei dem Leuchtthurm von Bell-Rock der Fall, wo die einzelnen Quaderschichten noch durch steinerne Dübel mit einander verbunden wurden.

Endlich ist noch zu erwähnen, daß es in manchen Fällen vortheilhaft sein kann, eine an sich glatte Felsenoberfläche absichtlich uneben und rauh zu machen, oder was noch vorzuziehen wäre, eine dünne Bétonlage, die sich genau an alle Unebenheiten der Oberfläche anschließt, zuerst auszubreiten, damit der Mörtel besser haftet und man im Stande ist, gleich die erste Steinschicht in ein Mörtelbett zu versetzen.

§. 139.

Gründung auf Felsen unter Wasser.

Bei geringer Wassertiefe wird die Baustelle mit einem Fangdamm umgeben, das Wasser ausgeschöpft, der Felsen geebnet und das Mauerwerk aufgesetzt.

Ist das Gestein so klüftig, daß alle Versuche zur Trockenlegung der Baugrube mißglücken, so wird die Aufbringung von starken Bétonlagen nothwendig, und nachdem selbige erhärtet sind, gelingt es erst, das Wasser zu gewältigen und das Mauerwerk zu versetzen.

Die Fangdämme können aber dabei durch hölzerne Kasten ohne Boden ersetzt werden. Die erste Anwendung von den Kasten ohne Boden hat Morandière bei zwei Brücken auf der Eisenbahn von Tours nach Bordeaux gemacht. Bei der einen Brücke über die Vienne war der Kalkfelsen, welcher die Sohle bildete, mit einer 0·6 Mtr. hohen Kieslage bedeckt; das Niederwasser wechselte zwischen 2·75 und 3·66 Mtr.

Der Kasten ist in Fig. 227 im Durchschnitte dargestellt; alle zwei Mtr. ist ein Ständer aufgestellt und sämmtliche Ständer sind durch drei Zangenpaare mit einander verbunden. Die Verwandungsbohlen haben 0·05 Mtr. Stärke und stehen aufrecht zwischen den Zangenpaaren. Die Kastenwände ragen 1 Mtr. über das Wasser hervor und dienen hier als Fangdämme, weshalb sie noch mit einer innern Verwandung, die gehörig dicht gemacht ist, versehen sind.

Während man den Kasten auf dem Werkplatz fertig zimmerte, wurde an der Baustelle der Kies ausgebaggert und die nöthige Vorkehrung zum Versenken des erstern getroffen. Man nahm den fertig gezimmerten Kasten auseinander, führte die Theile an die Baustelle und setzte sie hier mit Hülfe von sechs großen Hebezeugen wieder zusammen, wobei man erst die Ständer mit den Zangen aufstellte und sodann die Bohlen von oben hereinschob und festmachte.

War so der Kasten auf den Felsen gesetzt, so umgab man ihn mit einem leichten Steinwurf. Demnächst versenkte man den Béton mit Hülfe prismatischer Kasten, und zwar fing man an dem flußaufwärtsgekehrten Ende des Kastens an, nahm aber dabei jedesmal am Fuße des Bétons den Kalkschlamm weg. Nach Maßgabe des Fortschreitens der Bétonirung erhöhte man den Steinwurf. War der Béton vollständig gelegt und etwas erhärtet, so schöpfte man das Wasser aus dem Kasten und fing an zu mauern. Nach beendigtem Mauerwerke schnitt man den Kasten ringsum über dem Béton ab. Die Arbeit der Fundirung eines Pfeilers dauerte 14 Tage.

Nicht immer kann man jedoch das Mauerwerk auf Béton legen, es würde dieß bei großer Wassertiefe zu große Kosten veranlassen; man pflegt daher nicht selten gewisse Bauten am Meere auf eine Steinschüttung zu setzen.

Bei sehr großen Wassertiefen und ziemlich ebenem Felsgrunde können auch größere Werkstücke von einem Gerüstboden aus so versenkt werden, daß sie unten einen gewissen Verband bilden. Mit Hülfe der Taucherglocke steigen die Arbeiter in die Tiefe herab, und verrichten die noch nöthigen Arbeiten zur Vereinigung der einzelnen Werkstücke zu einem Mauerkörper. Taf. XIV. Fig. 262.

§. 140.

Gründung auf Kies, Sand oder festen Thonboden im Trocknen.

Vorausgesetzt, daß benannte Bodenarten die hinreichende Mächtigkeit haben, kann das Mauerwerk unmittelbar auf den gewachsenen Boden gegründet werden, jedoch in einer solchen Tiefe unter der umgebenden Oberfläche, wo weder Frost noch Nässe nachtheilig einwirken. Ein Haupterforderniß ist die gleichförmige Vertheilung der Last auf die Fundamentfläche, damit keine ungleiche Senkung entsteht. Diese Vertheilung wird bewirkt durch größere Fundamentsteine oder durch eine Bétonlage; der liegende Rost kann hier nicht in Anwendung kommen, da das Holz im Trocknen bald verrotten würde. Die Fundation mit Fundamentsteinen ist durch die Fig. 219 dargestellt.

§. 141.

Gründung auf Kies, Sand oder festen Thonboden unter Wasser.

Das Mauerwerk kann auch in dem Falle auf den natürlichen Boden gelagert werden, nur ist eine Unterspülung des Fundaments und eine Wegschwemmung des angränzenden Bodens zu verhindern. Eine Unterspülung des Fundaments wird durch die Errichtung einer Pfahl- oder Spundwand verhindert; sie wird aber auch dadurch unmöglich gemacht, daß man die Basis des Mauerwerks tief genug unter die natürliche Bodenoberfläche legt; man kann daher in solchen Fällen, wo diese Tiefe ohne zu große Mühe erreicht werden kann, gerade ebenso gründen, wie wenn man im Trocknen wäre. Zur gleichförmigen Vertheilung der Last, zur Erzielung einer gleichförmigen Senkung des Mauerwerks, zur Verhütung etwaiger Auswaschungen des Mörtels unter dem Fundamente durch Quellen wird man in allen Fällen, wo größere Fundamentsteine fehlen, einen liegenden Rost anwenden.

Sollte die Basis des Mauerwerks nur in geringer Tiefe unter der Flußsohle liegen, dann müßte dieser Rost mit einer Spundwand umgeben werden, wie dieß durch die Fig. 220 dargestellt ist.

Diese Gründung mit dem liegenden Roste hat den Vorzug vor der Bétonirung, daß sie in kürzerer Zeit ausgeführt werden kann, was in solchen Fällen großen Werth hat, wo das niederste Wasser nur kurze Zeit anhält und der Bau möglichst beschleunigt werden soll; dagegen hat sie besonders bei sehr quellenreichem Boden den Nachtheil, daß durch das Ausschöpfen der Baugrube große Kosten verursacht werden. Besteht daher der Baugrund aus Sand oder Kies und bilden sich sehr starke Quellen in demselben, so ist unter allen Verhältnissen die Fundirung auf Béton am zweckmäßigsten.

Man fängt damit an, den Boden auf die nöthige Tiefe auszubaggern. Liegt die Sohle der Baugrube sehr tief unter dem Flußbette, so müssen die Seiten auch überall die erforderliche Dossirung haben, damit keine Einstürze erfolgen. Nach der Baggerung wird die Sohle der Baugrube ringsum mit einer Spundwand umgeben, welche man wo möglich etwas über den Wasserspiegel hervorragen läßt. Den Raum zwischen der Spundwand und den dossirten Ufern füllt man

mit Steinen oder auch bei geringer Strömung mit Letten aus. Nunmehr schreitet man an die Versenkung des Bétons und sobald dieser etwas erhärtet ist, an die Aufmauerung. Das Aufbringen des Mauerwerks macht bei den gewöhnlichen Gründungsarten die Trockenlegung der Baugrube nöthig, dieselbe ist daher mit einem Fangdamm zu umgeben; besonders zweckmäßig sind hier die Bétonfangdämme, welche auf dem Bétonbette stehen und mit ihm eine zusammenhängende Masse bilden. Die Darstellung dieser Fangdämme bietet keine Schwierigkeit, sobald man nur die Umschließung für sie auf der innern Seite gebildet hat. Da die Fangdämme aus einer Masse bestehen, welche an Tragfähigkeit dem Mauerwerke gewöhnlich gleich kommt, so können sie als Theile der Mauer benutzt werden.

Liegt die Grundfläche des Mauerwerks in gleicher Höhe mit der Sohle oder nur wenig unter derselben, so schlägt man zuerst die Spundwand und läßt die Leitpfähle derselben so weit über den Wasserspiegel hervortreten, daß sie zur innern Wand des Fangdammes benutzt werden können. Nach Beendigung des Fangdammes wird die Baugrube auf die nöthige Tiefe ausgebaggert und sodann der Béton versenkt, wozu man sich gewöhnlich des Trichters bedient. Zu diesem Behufe legt man auf die innern Leitpfähle der langen Seiten des Fangdammes Holme auf und versieht solche mit schmiedeisernen Schienen, auf die hierdurch gebildete Bahn setzt man den Wagen, worin der Trichter hängt; dieser Wagen besteht öfters nur aus zwei Schwellen, welche auf den Holmen aufliegen und darauf sammt dem Trichter fortgeschoben werden. Ist der Béton erhärtet, was immer je nach der Zusammensetzung desselben zwei bis drei Wochen dauert, so schöpft man das Wasser aus der Baugrube und beginnt mit dem Versetzen der Quader. Nach Beendigung des Mauerwerks werden die Fangdämme weggenommen und die Spundwände über dem Béton abgeschnitten. Diese Fundirung ist durch Fig. 225 dargestellt.

Die Stärke, die man der Bétonlage geben muß, richtet sich weniger nach dem Gewichte des fertigen Gebäudes, als vielmehr nach dem Wasserdrucke, den die Bétonlage bei der Trockenlegung der Baugrube von unten nach oben erfährt.

Die Berechnung der Stärke der Bétonlage geschieht daher auf folgende Art: Angenommen, daß an beiden langen Seiten der Baugrube auf dem Bétonbette Fangdämme aus Béton aufgeführt sind, welche das Aufschwimmen des ganzen Bettes durch ihr Gewicht verhindern, daß sie aber einem Bruche in der Mitte des Bettes gar nicht entgegenwirken, sondern in diesem Falle leicht eine drehende Bewegung annehmen, ohne die Höhenlage ihres Schwerpunktes zu verändern, so hat man, wenn:

b die Breite des Bétonbettes;
d die Stärke desselben;
h die Höhe des Wassers über der obern Fläche des Bétons;
m die absolute Festigkeit des Béton in Kil. für den Quadratmeter;
γ das Gewicht der Kubikeinheit Wasser;
$p\gamma$ " " " " Béton; für den Bruch, das Moment des Wasserdrucks gegen den halben Boden des Bétonbettes, und zwar für einen Streifen von 1 Mtr. Breite:

$$\frac{1}{2} b \cdot (h + d) \gamma \cdot \frac{1}{4} \cdot b$$

und das Moment vom Gewichte des Bétonbettes

$$\frac{1}{2} b d p \gamma \frac{1}{4} \cdot b$$

sowie das Moment der respectiven Festigkeit

$$dm \cdot \frac{1}{3} d \cdot$$

Man hat daher die Gleichung:

$$\frac{1}{8} b^2 \gamma (h + d) = \frac{1}{8} b^2 d p \gamma + \frac{d^2 m}{3}, \text{ woraus}$$

$$d = -\frac{3 b^2 \gamma}{16 m}(p-1) \pm \sqrt{\left[\frac{3 b^2 g h}{8 m} + \left\{\frac{3 b^2 \gamma}{16 m}(p-1)\right\}^2\right]}.$$

Die respective Festigkeit des Béton kann mit hinreichender Genauigkeit gleich der absoluten Festigkeit angenommen werden, es ist daher m = 68300 Kil.; p = 1·5; γ = 1000 Kil.

Der Erfahrung gemäß ist die Stärke des Bétonbettes selten kleiner als 0·6 — 1 Mtr.; Schleusen von 6 Mtr. Breite und 2·5 Mtr. Fallhöhe haben 1 — 1·2 Mtr. starke Bétonlagen; bei Brückenpfeilern beträgt die Dicke der Bétonlage gewöhnlich 1·2 Mtr. und steigt bis zu 1·8 — 2 Mtr., wenn die Pfeiler einer steinernen Brücke von 28 bis 30 Mtr. Spannweite angehören.

Eine ganz besondere Bétongründung hat man in neuerer Zeit bei dem Baue eines Viaduktes über den Creuse-Fluß in Frankreich angewendet, indem man sich wieder eines hölzernen Kastens ohne Boden bediente. Die Sohle des Flusses besteht nämlich aus einem 8 bis 9 Mtr. mächtigen Lager von schwarzem sehr compactem Thon, über welchem eine Kiesschicht ruht. Dieser Thonboden ist zwar nicht ganz unzusammenpreßbar, allein nach gemachten Versuchen schien er fest genug, einen Pfeiler sammt Ueberlastung tragen zu können, sobald nur seine Basis gehörig verbreitert wurde. Man gab daher dem 14 Mtr. langen und 5·8 Mtr. breiten Pfeiler eine Grundfläche von 18·2 Mtr. Länge und 9·64 Mtr. Breite, und legte sie, um eine Unterspülung des Fundaments zu verhindern, 4 Mtr. unter den Niederwasserspiegel. Fig. 228.

An den Stellen der Pfeiler befindet sich die Thonlage 2 Mtr. unter dem Niederwasser und ist mit Kies bedeckt; es mußte daher der Thonboden noch auf 2 Mtr. Tiefe ausgehoben werden. Eine Ausbaggerung wäre aber der Erfahrung zu Folge nicht möglich gewesen oder hätte jedenfalls zu viel Zeit und Geld gekostet; man nahm daher einen hölzernen Kasten, welcher im Innern gehörig ausgesteift war, zwischen zwei starke Boote, ließ denselben nach Maßgabe des Fortschreitens der Ausbaggerung des Kieses allmählig bis auf die Thonlage herab. Sobald dieß bewerkstelligt war, legte man mit fettem Thonboden einen kleinen Damm außerhalb an die Füße der Kastenwände, wodurch das äußere Wasser von dem in dem Kasten befindlichen förmlich abgeschlossen wurde. Nachdem so Alles hergerichtet war, wurde das Wasser mit vier oder fünf kräftigen Pumpen ausgeschöpft und die Baugrube auf die nöthige Tiefe ausgegraben. Gegen Ende waren

die Durchsickerungen des Wassers bedeutender, weshalb man eine Pumpe weiter brauchte.

Sofort schritt man an die Aufmauerung einer Einfassungsmauer und füllte den innern Raum mit Béton aus; nach gehöriger Erhärtung der Bétonmasse wurde das eigentliche Pfeilermauerwerk aufgebracht und sobald man mit diesem über dem Wasser war, der Kasten wieder entfernt und die Rinne außerhalb der Einfassungsmauer mit Steinen ausgefüllt*). Auf diese Art wurden zwei Pfeiler gegründet; bei dem ersten dauerte die Gründung 48 Tage und kostete ohne das Mauerwerk und den Béton nahe 26000 Francs; bei dem andern war die Arbeitszeit nur 28 Tage, die Kosten betrugen aber 29000 Francs.

Diese Kosten sind wohl sehr bedeutend, allein eine Gründung in gleicher Tiefe unter der Sohle mit Errichtung eines Fangdammes wäre noch höher gekommen, was schon daraus entnommen werden kann, daß die Kosten bei der Gründung des ersten Pfeilers für Ausschöpfen der Baugrube und Ausgraben von 862 K.-M. Abtrag 17533 Francs betrugen, also der Kasten, die Gerüste, Pumpen rc. nur eine Summe von 8467 Francs erforderten, welche für Herstellung eines guten Fangdammes nicht ausgereicht hätte.

Mehr Vortheile gewährt eine Bétongründung, wenn durch sie das Wasserschöpfen ganz vermieden werden kann, und dieß ist der Fall, wenn man die Bétonlage bis in die Höhe des niedersten Wassers reichen läßt. Eine solche Anordnung erfordert die Herstellung einer starken Umfassungswand, die so tief in die Flußsohle eingreift, als nöthig ist, um eine Unterspülung des Béton zu verhindern. An die Außenseite dieser Wand ist eine Steinschüttung zu bringen, welche nach Maßgabe des Fortschreitens der Bétonirung nach und nach auf ihre vollständige Höhe und Ausdehnung gebracht wird. Ein Beispiel für eine solche Gründung liefert die Pont du Caroussel in Paris, wo der Béton eine Höhe von 3·6 Mtr. hat**).

Bei solchen Bétongründungen ereignet es sich zuweilen, daß an einzelnen Stellen bedeutende Quellen durchtreten; eine Unregelmäßigkeit beim Versenken des Bétons, oder ein zu frühzeitiges Auspumpen des Wassers können hierzu Veranlassung geben. Will man diese undichten Stellen mit Mauerwerk überdecken, so muß man darin einen Kanal frei lassen, durch welchen das Wasser abfließen kann; nur in diesem Falle greift der Quell die Fugen daneben nicht mehr an und der Mörtel in den letzteren kann vollständig erhärten. Ist die Erhärtung erfolgt, und tritt das Wasser durch eine gehörig vorgerichtete Oeffnung hervor, so kann man die letztere leicht verschließen und sonach den Quell sperren.

Man hat dieses Mittel häufig in Anwendung gebracht und namentlich hölzerne Röhren zur Ausmündung des Quelles benutzt, die mit vermauert und nach vollendeter Erhärtung des Mörtels mit einem hölzernen Pfropf verschlossen wurden.

Zuweilen hat man auch den Kanal mit einem stark hydraulischen Mörtel ausgefüllt, welcher durch seine Erhärtung das Mauerwerk vollständig ersetzte. Die

*) Annales des ponts et chaussées 1849, 2. Sem. S. 145.

**) Beschreibung der Carousselbrücke zu Paris von Polonceau.

Ausfüllung geschieht ungefähr in ähnlicher Weise, wie man bei ältern Wasserbauwerken die hohlen Räume in den Fundamenten mit Mörtel oder Béton ausfüllte, indem man nämlich das Mauerwerk durchbohrt, um zu den Höhlungen unter dem Roste zu gelangen, alsdann aber ein hölzernes oder eisernes Rohr einstellt und einen Kolben mit einer Kolbenstange einsetzt, durch welchen die Mörtelmasse eingepreßt wird. Bei der Brücke zu Tours mußten zur Ausfüllung des Rostes die Pfeiler ihrer ganzen Höhe nach durchbohrt werden. Das Bohrloch hatte 12 Mtr. Länge und 0·15 Mtr. Weite. Das Eintreiben des Mörtels geschah mit Hülfe eines durchbohrten eisernen Kolbens, dessen Ventile nach unten aufschlugen, und der unmittelbar über dem Roste durch ein Bohrgestänge auf und nieder bewegt wurde.

Es kann auch der Fall eintreten, daß man die Quellen, welche durch die Bétonlage hindurchbrachen, nicht absperren darf, ohne die letztere zu gefährden. In diesem Falle werden sie durch Kanäle im Mauerwerke abgeleitet.

Um das Durchbringen der Quellen durch das Bétonbette zu verhindern, hat man in Frankreich versucht, den Béton nicht unmittelbar auf den Boden der Baugrube, sondern vielmehr auf eine ausgespannte und versenkte Leinwand zu schütten, die vorher wasserdicht gemacht worden. Die Idee hierzu gab zuerst Treussart an, sie wurde schon öfters mit günstigem Erfolge angewendet.

Besteht endlich die Sohle, auf welche der Béton gelagert werden soll, aus losem Felsen, in dem sich vielfache Klüfte und Spalten vorfinden, wodurch ein heftiger Wasserzudrang unterhalten und jeder Versuch zur Trockenlegung vereitelt wird, so bleibt nichts anderes übrig, als eine Umschließung auf die Art darzustellen, daß man von leichten Gerüsten aus Löcher in den Felsen bohrt und die Leitpfähle für eine starke Spundwand in dieselben eintreibt, alsdann 2 Paar Zangen anlegt, und die Spundpfähle zwischen denselben bis auf den Felsboden herabschiebt. Auf diese Art schließt sich die Wand an die Unebenheiten des Felsbodens an, und die Versenkung des Bétons kann in der gewöhnlichen Weise vorgenommen werden. — Brücke zu Souillac*).

§. 142.

Gründung mit Senkkasten.

Wenn man einen wasserdichten hölzernen Kasten, der im Wasser schwimmt, nach und nach mit Steinen ausfüllt, oder besser, wenn man in ihn regelmäßiges Mauerwerk bringt, so wird diese Arbeit, so lange der Kasten noch schwimmt, ganz im Trocknen ausgeführt werden können, und wenn man später etwas Wasser hineintreten läßt, so sinkt der Kasten mit dem Mauerwerk herab, und man erreicht auf solche Art den Vortheil, daß man eine große zusammenhängende Masse darstellt, welche zum Tragen des Oberbaues viel geeigneter ist, als eine lose Steinschüttung; besonders wird sie ein sichereres Fundament bilden, wenn der

*) Ueber Gründungen mit Béton sehe man:
Recherches theoretique et pratiques à la Fondation par immension des ouvrages hydrauligues et particulièrement des écluses par A. Baudemoulin. Paris 1829.

Kasten sich regelmäßig herabsenkt, und mit seiner Basis auf einen festen Baugrund oder auf ein Bétonlager oder endlich auf ein Pfahlfundament zu liegen kommt.

Diese Kasten, deren Boden den Rost des Mauerwerks bilden und deshalb für immer unter Wasser bleiben, deren Seitenwände während dem Baue die Stelle der Fangdämme vertreten, und später wieder weggenommen werden, nennt man Senkkasten oder Caissons.

Labelye war der erste, welcher die Kasten zur Fundation der Pfeiler der Westminsterbrücke zu London anwendete; nach ihm waren es de Cessart, Perronet u. A., welche mehrere Brücken in Frankreich ausführten und die Pfeiler mit Senkkasten gründeten; so wurden mit Senkkasten gegründet: die Pfeiler der Brücken des Arts, du jardin des plantes, de Jena, d'Jvry zu Paris, ferner der Brücken von Sevres und Bordeaux; auch in Deutschland hat man häufig von dieser Gründungsart Gebrauch gemacht, erst vor einigen Jahren bei der Brücke zu Ladenburg über den Neckar.

Im Allgemeinen wird man mit Senkkasten gründen:

1) wenn die Oertlichkeit nicht gestattet, Fangdämme anzulegen;
2) wenn die Tiefe, bis zu welcher das Fundament herabreichen muß, die Ausschöpfungen nicht zuläßt; oder endlich
3) wenn man den immerhin beträchtlichen Aufwand für die Fangdämme und Ausschöpfungen vermeiden will.

Der Senkkasten kann entweder auf den natürlichen Baugrund oder auf Pfähle oder Béton versenkt werden. Im ersten Falle muß der Boden geebnet und so tief unter das umgebende Flußbett gesenkt werden, daß keine Unterspülung eintreten kann. Zu diesem Zwecke umgibt man die Baustelle mit einer leichten Verwandung, die wenigstens das heftige Durchströmen des Wassers hindert. Man baggert den Baugrund auf die nöthige Tiefe aus und ebnet den Boden, indem man entweder die vertieften Stellen mit Kies ausfüllt oder auch wohl den ganzen Raum mit Kies beschüttet und dessen Oberfläche mit einer Schiene horizontal abstreicht.

Wird der Senkkasten auf Pfähle gestellt, so kommen wieder zwei Fälle vor: entweder wird der Rost bis zum Flußbette und vielleicht noch darunter versenkt, oder er kommt nur in die Höhe des niedersten Wassers zu liegen. Bei dem letzten Verfahren wird eine Spund- oder Pfahlwand geschlagen und eine Steinschüttung rings um dieselbe angebracht; die Räume zwischen den Pfählen werden entweder mit Steinen oder besser mit Béton ausgefüllt. Bei dem ersten Verfahren, wenn der Rost unter das Flußbett versenkt werden soll, muß wieder eine leichte Verwandung dargestellt werden, um die Baggerung auf die gehörige Tiefe ausführen zu können. Nächstdem hat man die Pfähle mit der Grundsäge in gleicher Höhe abzuschneiden. Die Spundwand wird hier gewöhnlich durch eine oder mehrere Pfahlwände ersetzt.

Die Dimensionen der Senkkasten richten sich nach der Größe des darin auszuführenden Bauwerkes. Ein freier Raum von 0·3 Mtr. auf allen Seiten ist genügend. Bei sehr langen Ufermauern werden natürlich mehrere Kasten neben einander versenkt, und die einzelnen Mauertheile alsdann mit einander verbunden.

Die Höhe der Wände des Kastens muß so angenommen werden, daß dieselben nach der Versenkung 0·2 bis 0·3 Mtr. über das Wasser hervorragen.

Die Construction des Bodens wird am zweckmäßigsten so gemacht, daß man eine dichte Balkenlage bildet und darauf noch eine zweite Balken- oder auch eine Bohlenlage bringt; zuweilen nimmt man auch 2 Balken- und eine Bohlenlage. Bei den Senkkasten der Ladenburger Brücke nahm man ein Fachwerk von Schwellen und nagelte oben und unten Bohlen auf; die Zwischenräume des Fachwerks füllte man mit Béton aus.

Die Fig. 230, 231, 231 a zeigen den Längenschnitt, den Grundriß und den Querschnitt des Senkkastens der Ladenburger Brücke. Die Länge des Kastens ist 19·3 Mtr., die Breite 6·3 Mtr. Die Höhe sammt dem Boden 4·5 Mtr.; das in dem Kasten befindliche Mauerwerk hat 5·4 Mtr. Breite. Die Schwellen für das Fachwerk sind $\frac{0{\cdot}24}{0{\cdot}24}$ Mtr. stark; ihr Abstand von Mitte zu Mitte ist 0·87 Mtr.; die Bohlen für die Rostbedielung haben eine Stärke von 0·045 Mtr. Die Wände des Kastens bestehen aus 0·24 Mtr. starken und 1·74 Mtr. von einander entfernten Ständern, die mit Ruthen versehen sind, um die horizontal übereinander liegenden Verwandungsbohlen von 0·06 Mtr. Stärke aufzunehmen. Diese Bohlen sind immer fachweise mit Leisten zusammengehalten. Zur Vereinigung der einzelnen Fächer einer Wand sind Zangenhölzer angebracht. Die Wände des Kastens sind zum Wegnehmen construirt und werden deshalb nur durch schmiedeiserne Zugstangen s s, Fig. 231, welche unten mit einem Hacken in ein Oehr eingehängt sind, Fig. 231 b, und oben durch ein Querholz gehen, über welchem eine Schraubenmutter fest angezogen wird, gegen den Boden angepreßt.

Eine ähnliche Construction hatten die Senkkasten der Brücken zu Ivry und Sevres.

Abweichend von dieser Construction waren die Senkkasten der Brücke zu Bordeaux ausgeführt, indem die Wände derselben bis auf die Höhe des Niederwassers fest waren, um für immer unter Wasser zu bleiben, während der übrige Theil nur einen Aufsatz bildete zur Abhaltung des Mittel- und Hochwassers.

Die Erbauung der Senkkasten erfolgt entweder auf geneigten Ebenen am Ufer, von wo sie leicht in das Wasser herabgleiten können, oder auf einen Gerüstboden A B, Fig. 230, der genau vertical über der Fundamentfläche dargestellt ist. Damit alle Fugen gehörig wasserdicht werden, verstopft man sie mit Werg und gießt heißes Pech darüber; auch das Kalfatern wird hier häufig in gleicher Weise wie im Schiffsbau in Anwendung gebracht. Damit man beim Versenken das Wasser beliebig einlassen kann, wird gewöhnlich auf eine Seite eine Klappe oder Ziehschütze angebracht; auch müssen einige Pumpen in den Ecken des Kastens aufgestellt werden, um später beim Versetzen der Quader das durch die Fugen eingedrungene oder auch das eingelassene Wasser wieder zu entfernen.

Hat man den Kasten auf das Wasser und genau über die Fundamentfläche zwischen eine Pfahlrüstung, Fig. 230, gebracht, so wird er durch mehrere an dem Umfange des Bodens befestigte Taue, die vertical aufwärts an Zugwinden gehen, so lange schwebend erhalten, bis einige Schichten Mauerwerk darin ausgeführt

sind; die Aufbringung des Mauerwerks muß sehr gleichmäßig geschehen, damit kein Bruch erfolgen kann. Sobald nun das Fundament, worauf der Kasten zu stehen kommt, vollständig hergerichtet und nochmals abgestrichen ist, schreitet man an das Versenken; dabei wird man entweder die nöthige Belastung durch eine größere Anzahl Quader oder auch dadurch hervorbringen, daß man noch Wasser in den Kasten treten läßt.

Sitzt der Kasten fest auf, so wird das Wasser wieder ausgeschöpft und das Mauerwerk unter dem Schutze der Seitenwände weiter aufgeführt, wozu man sich einer Rüstung bedient, wie Fig. 230 zeigt.

Wenn ein Mauerwerk so lang ist, daß man es in einzelnen Abtheilungen versenken muß, so ist für die gehörige Verbindung der letztern Sorge zu tragen. Belidor rammte an der Vereinigungsstelle, so nahe als möglich an die Seitenwände der Kasten, Spundwände ein, und füllte den Raum zwischen den fertigen Mauertheilen und diesen Wänden, nach der Entfernung der Querwände der Kasten, mit Béton aus.

de Cessart spannte zu gleichem Zwecke nach der Entfernung der Kastenwände kleine Gewölbe von der einen Mauer zur andern, und zwar in solcher Tiefe, wie dieses der Wasserstand zuließ.

Die Oeffnungen unter den Gewölben lassen sich hierbei nicht gut schließen und sind bei dem niedersten Wasserstand sichtbar. Lamandé hat daher ein anderes Verfahren eingehalten, welches vor allen andern den Vorzug verdient. Er setzte die Kasten höchstens 0·3 Mtr. von einander und paßte zwischen die äußersten Schwellen beider Kastenboden eine etwas keilförmige Schwelle ein; hierauf vereinigte er die langen Seitenwände der Kasten durch Einsetzen zweier schmalen Wände in die schon vorher eingearbeiteten Nuthen der Eckständer und nahm die Querwände der Kasten heraus. Nunmehr waren die beiden Kasten in einen verwandelt, man schöpfte das Wasser aus und vereinigte die beiden Mauerwerke. Um die Ausschöpfung möglichst geringe zu machen, setzte man zuweilen rechts und links in einiger Entfernung von der Vereinigungsstelle mit Bohlen verschalte Lettendämme ein *).

§. 143.

Gründung auf zusammenpreßbaren Boden im Trocknen.

Auch minder fester Boden als Kies, Sand oder fester Thon kann zur gehörigen Unterstützung des Gebäudes fähig gemacht werden, wenn das Fundament eine hinlänglich starke Verbreitung erhält. Eine der besten Methoden zur Verbreitung der tragenden Fläche des Fundaments, wodurch ein Einsinken einzelner nachgiebiger Stellen verhütet und der Druck auf die festern Umgebungen übertragen wird, besteht in der Anwendung starker Sandschüttungen. Die Sandschüttung ersetzt also den liegenden Rost, ist aber unter allen Umständen weit wohlfeiler und leichter darzustellen und bedingt keine so tiefe Lage der Fundirung wie

*) Ueber die Gründung der Pfeiler in Senkkasten und mit Béton sehe man: Gauthey's Brückenbau (Tom. II. S. 293.)

der Rost, welcher stets im Grundwasser liegen soll; die Festigkeit der Sandschüttung leidet nicht, wenn sie auch abwechselnd naß und wieder trocken wird, es kommt nur darauf an, sie vor der unmittelbaren Berührung des strömenden Wassers zu schützen, indem sie sonst weggeschwemmt würde.

Daß die trockene Sandschüttung wirklich die Eigenschaft hat, den Druck zu vertheilen und an solchen Stellen, wo die Unterlage weich ist, keine Einsenkung zeigt, indem der Druck des darauf liegenden Erdprismas sich seitwärts durch die Reibung überträgt und der Boden alsdann nur die Differenz zwischen dem darüber befindlichen ganzen Gewichte und der Reibung unterstützen darf, haben die gemachten Beobachtungen schon längst erwiesen. Wenn sonach in einem Gefäße, welches bis zur Höhe h mit Sand gefüllt ist, ein kreisförmiger Theil des Bodens, dessen Radius gleich r beweglich wäre, so würde auf diesen bei gleichmäßiger Vertheilung der Last zwar der Druck $\pi\ r^2\ \gamma\ h$ kommen, wo γ das Gewicht der Kubikeinheit Sand bedeutet; allein wenn die kreisförmige Scheibe auch nur mit einer Kraft $\pi\ r^2\ \gamma\ h - \mu\ \pi\ r\ \gamma\ h^2\ A = \pi\ r\ h\ \gamma\ \{r - \mu\ h\ A\}$, wo μ der Reibungscoefficient zwischen Sand und Sand und A (V. Abschnitt §. 105) eine Constante bedeutet, Widerstand leistete, so würde dennoch keine Bewegung erfolgen. Für eine Höhe x wäre der Druck auf der kreisförmigen Scheibe $\pi\ r\ x\ \gamma\ \{r - \mu\ x\ A\} = \pi\ r\ \gamma\ \{x\ r - \mu\ x^2\ A\}$; dieser Druck wird ein Maximum für $x = \frac{r}{2\ \mu\ A}$, und setzt man $\mu = 0{\cdot}53$ und $A = 0{\cdot}25$, so wird diese Höhe $x = 3{\cdot}77\ r$; wird dieser Werth von x in die Gleichung für den Druck substituirt, so erhält man nahe $2\ \pi\ r^3\ \gamma$. Daraus geht hervor, daß der größte Druck, dem die bewegliche Stelle ausgesetzt ist, dem Gewichte eines Sandcylinders gleich kommt, welcher ihre Fläche zur Basis und ihren Durchmesser zur Höhe hat; daß ferner dieser größte Druck eintritt, sobald die Sandschüttung ungefähr doppelt so hoch als dieser Durchmesser ist; wenn die Sandschüttung noch weiter erhöht, oder durch andere Gewichte außerdem belastet wird, so erfolgt kein Herabdrücken des beweglichen Theils im Boden, denn jede Mehrbelastung überträgt sich vermöge der Reibung des Sandes auf die umgebende Sandmasse.

Hieraus geht hervor, daß eine Sandschüttung die Stelle des liegenden Rostes versehen kann; sie wird zwar eben so wenig wie der liegende Rost einer allgemeinen Senkung vorbeugen, aber sie wird in der Baugrube eine feste Sohle darstellen, worauf das Mauerwerk gesetzt werden kann, ohne befürchten zu müssen, daß die einzelnen Steine desselben ungleichmäßig einsinken; und wenn überdieß der Grund an einzelnen Stellen besonders weich oder die Belastung sehr groß sein sollte, so wird der Druck sich nach Maßgabe der Tragfähigkeit des Bodens sehr gleichmäßig vertheilen und dadurch ein theilweises Einsinken innerhalb gewisser Gränzen sehr sicher vermieden werden.

Eine noch festere Unterlage wird man erhalten, wenn die Sandschüttung mit Wasser, welches sich von oben nach unten durch sie hindurchzieht, begossen wird, indem sie sich dadurch fester zusammensetzt.

Wie schon früher erwähnt, hat man auch noch den Sand dazu benutzt, um Sandpfähle zu bilden, die bis auf den festen Untergrund herabreichen. Indem

man auf diese Pfähle eine Sandschüttung brachte, bildete man eine Fundamentirung, die Aehnlichkeit mit einem Pfahlroste hat. Taf. XI., Fig. 221. Diese Fundamentirung eignet sich nur für leichte Bauwerke, und selbst hier dürfte eine einfache Sandschüttung den Vorzug verdienen, denn die Sandpfähle lassen sich nie so fest darstellen, daß sie sich nicht eindrücken oder in den umgebenden Boden hineindrängen, und dazu kommt noch, daß ihre Darstellung sehr kostspielig ist.

Schließlich ist hier zu erwähnen, daß man auf einem weichen thonigen Untergrunde zuweilen ein sogenanntes Steingestück aufbringt, um den Boden zu befestigen und den Druck auf eine größere Fläche zu vertheilen. Dieses Gestück besteht gewöhnlich aus Bruchsteinen, welche recht fest in den Boden eingerammt werden; dadurch daß man das Gestück vor den beiden Seiten des Fundaments vortreten läßt, wird eine Verbreitung der tragenden Fläche dargestellt. Zuweilen werden auch mehrere solche Steinschichten möglichst dicht übereinander gelegt, jede einzelne Schicht festgerammt und mit Sand überschüttet.

§. 144.

Gründung auf zusammenpreßbaren Boden unter Wasser.

Ist die Erbauung der Fangdämmme nicht mit zu vielen Kosten verknüpft, so gründet man in der Regel am sichersten auf einen Pfahlrost und umgibt denselben mit einer Spundwand. Diese Fundirungsart ist durch die Fig. 222, 223, 224 und 226, Taf. XI., dargestellt. Der Gang der Arbeit ist folgender: Zuerst wird der Fangdamm hergestellt; hierauf werden die Pfähle für den Rost eingerammt; ist auch dieses beendigt, so schöpft man das Wasser aus der Baugrube, schneidet die Pfähle auf ihre richtige Höhe ab und legt den Rost auf; hiernach wird die Spundwand eingeschlagen und ebenfalls horizontal über dem Rost abgeschnitten; man mauert endlich die Rostfelder mit Steinen aus, übergießt sie mit Cementmörtel und bringt den Bohlenbelag auf; nun schreitet man an die Aufführung des Mauerwerks.

In sehr reißendem Wasser und bei ziemlicher Tiefe sind die Fangdämme zuweilen nur mit Mühe zu halten, auch dürfen sie nicht immer angewendet werden, da sie das Bett zu sehr verengen und folglich die Strömung vergrößern, wodurch Vertiefungen in der Sohle verursacht werden. Hier gründet man leichter durch Versenkung des Mauerwerks. Es wird der Grund künstlich durch eingerammte Pfähle befestigt, die mit einer geschlossenen Pfahlwand umringt sind; zwischen die Pfähle kommt eine Bétonmasse und vor die Pfahlwand eine Steinschüttung. Man bildet nun einen Rost aus zwei Balkenlagen oder auch aus einem Fachwerke von Balken mit oberm und unterm Bohlenbelage, wie Fig. 229 zeigt, und bringt denselben auf das Wasser genau über die Fundamentfläche. Zur Führung und Haltung des Rostes läßt man auf den beiden Seiten desselben einige Pfähle der Umfassungswand über das Wasser hervortreten und benützt solche gleich zu einer Rüstung, auf welche mehrere Zugwinden gestellt werden. Von mehreren Punkten des Umfangs des Rostes gehen Taue nahe vertical aufwärts über die Winden, um denselben so lange auf dem Wasser schwimmend zu

erhalten, bis die ersten Schichten des Mauerwerks aufgelegt sind; ist alles so vorgerichtet und das Fundament nochmals untersucht und von etwaigen Unebenheiten befreit, so werden die Winden gleichzeitig in Bewegung gesetzt und der Rost sammt dem Mauerwerke herabgelassen; bevor er das Fundament berührt, gibt man ihm genau seine richtige Lage.

Auf solche Art läßt sich die Gründung bei 2 Mtr. Wassertiefe ohne Schwierigkeit ausführen, vorausgesetzt, daß das Pfahl-Fundament 1 Mtr. über die Sohle hervorragt.

Würde die Wassertiefe bedeutender, so wäre es zweckmäßiger, statt dem einfachen Roste einen Senkkasten anzuwenden.

§. 145.

Gründung auf zusammenpreßbaren Boden von bedeutender Mächtigkeit.

In diesem Falle wendet man stets den Pfahlrost an und es werden die Pfähle so tief eingerammt, daß nur die Reibung, welche das umgebende Erdreich gegen die Pfähle ausübt, die Vermehrung des Widerstandes erzeugt. Die Tiefe, bis zu welcher man mit dem Roste herabgehen muß, hängt von der Lage des Horizontalwassers ab. Wenn die Gründung unter Wasser vorzunehmen ist, so muß eine sehr tief greifende Spundwand geschlagen werden, um den Rost vor einer Unterspülung zu sichern; der Gang der Arbeiten ist derselbe, wie er in dem §. 144. bezeichnet wurde.

Siebenter Abschnitt.

Erdbau.



Erdbau.

Wenn im Raume ein Körper von bestimmter Form gebildet wird, indem man sich dabei des Materials bedient, wie es der natürliche Boden liefert, so nennt man dieß Erdbau.

Für den Ingenieur ist dieser Bau von besonderer Wichtigkeit, da er bei allen Constructionen, welche auf dem Erdboden fest sind, wie bei den Straßen, Eisenbahnen, Kanälen, Fortificationen u. s. w. vorkommt.

Die Lehre vom Erdbau zerfällt in zwei Haupttheile:

1) die Theorie des Erdbaues;
2) die Ausführung desselben.

Die Theorie umfaßt:

a) die Lehre vom Gleichgewicht der Erdwerke;
b) die Lehre vom Auf- und Abtrag;
c) die Lehre vom Transport der Erde.

Die Ausführung zerfällt in:

a) die Bildung des Abtrags;
b) die Förderung der Erde;
c) die Bildung des Auftrags.

1. Theorie des Erdbaues.

§. 146.

a) Gleichgewichtsbedingungen und Bestimmung der Böschungen eines Erdkörpers.

Jeder Erdkörper kann als eine Masse schwerer Molekule betrachtet werden, die unter sich eine gewisse Adhäsion haben, oder durch eine größere oder kleinere Cohäsionskraft verbunden sind, welche überwunden werden muß, um eine Trennung zu bewirken, gleichviel ob diese in tangentialer oder normaler Richtung auf ihre Berührung geschehe. Nach den Gesetzen der Schwere erzeugen diese Molekule auch unter sich Pressungen, welche Reibungswiderstände verursachen, sobald eine Trennung nach tangentialer Richtung erfolgen soll.

Die Cohäsionskraft, welche die Erdmassen ihrer Trennung entgegensetzen, ist sehr verschieden, je nach der Art, wie diese Trennung bewerkstelligt wird, ob man

die Molekule aufeinander gleiten läßt, oder ob sie in senkrechter Richtung auf ihre Trennung von einander entfernt werden. Vicat bezeichnet erstere mit dem Namen Transversalkraft, und nennt letztere ziehende Kraft. Indem man diese Benennungen in der Folge beibehält, wird bemerkt, daß unter Cohäsionskraft stets die Transversalkraft verstanden wird. Diese letztere sowie die ziehende Kraft und der Reibungswiderstand wechseln sehr mit der Natur des Bodens, dem Feuchtigkeitsgrade desselben, der Richtung, nach welcher der Bruch bewirkt wird, und der herrschenden Temperatur.

Hier wird der Erdkörper als in allen seinen Theilen vollkommen gleichartig und unter der Voraussetzung betrachtet, als könne er nicht, weder durch Quell- noch Sickerwasser, erweicht werden; es wird ferner von den verschiedenen Verhältnissen der Atmosphäre, welche auf die Oberfläche des Erdkörpers einwirkend die Natur desselben auf eine gewisse Tiefe verändern, ganz abstrahirt. Die Erdmasse wird daher in ihrer ganzen Ausdehnung gleiche Cohäsionskraft und gleichen Reibungswiderstand zeigen, welches auch die Richtung oder Neigung der Trennungsfläche sein mag.

Weiter wird noch angenommen, daß für den Fall man zwei Massentheile durch Gleiten aufeinander trennen will, der Reibungswiderstand in dem Momente der Trennung, der Summe aller Pressungen, welche in den verschiedenen Theilen normal auf die Trennungsfläche wirken, proportional sei.

Wenn ein Erdkörper durch eine Böschung AB, Fig. 303, Taf. XVII., begränzt ist, welche im Verhältniß ihrer Höhe zu steil erscheint, so wird sich eine Trennungsfläche AT bilden, d. h. der Theil ABT wird sich herabsenken.

Hieraus geht hervor, daß für keine der Flächen AT, welche man in dem Massiv ziehen kann, die Wirkung der Schwere größer sein darf, wie die Reibungswiderstände und die Transversalkraft, welche der Fläche entspricht, daß vielmehr diese drei Kräfte für jene Fläche im Gleichgewicht sein müssen, welche den geringsten Widerstand äußert.

Wenn der Erdkörper nach der Linie AB′ begränzt ist, so kann noch außer der gleitenden Bewegung der Fall eintreten, daß ein prismatischer Theil AB′ T′ sich nach der Richtung AT′ ablöst, indem er sich um die Kante A dreht; es ist somit zu der oben erwähnten Gleichgewichtsbedingung noch die hinzuzufügen: daß für jede mögliche Fläche AT′ das auf den Punkt A bezogene statische Moment der Schwere nicht größer sein darf, als das auf denselben Punkt bezogene Moment der ziehenden Kräfte, welche normal auf besagte Ebene wirken, und es muß Gleichheit der Momente für diejenige Trennungsfläche stattfinden, welche den geringsten Widerstand äußert.

Indem man nun die Bruchfläche in jedem Falle als eine ebene Fläche betrachtet, sollen die Bedingungen und Gleichgewichtsformeln für den Fall des Gleitens aufgestellt werden.

§. 147.

Es sei AT, Fig. 304, die wahrscheinliche Trennungsfläche;
β der Winkel DAT;
α „ „ FDT;

i die Cotangente dieses Winkels oder die Neigung der Profillinie mit dem Horizont;
m die Neigung der Böschung AB mit der Verticalen oder tang EAB;
h die Höhe AE;
γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde;
c die Cohäsionskraft für die Flächeneinheit;
f der Coefficient der Reibung für das Gleiten zweier Theile des Erdkörpers;
S die Fläche des Dreiecks ABT.

Für die Länge = 1 des Erdkörpers ist das Gewicht des sich ablösenden Theils

$$\gamma\ S.$$

Dieses Gewicht zerlegt sich in zwei Seitenkräfte, eine parallel zu AT, welche ein Abgleiten bewirkt

$$\gamma\ S \operatorname{Cos} \beta.$$

Die andere normal zu AT

$$\gamma\ S \sin \beta.$$

Diese letzte Kraft erzeugt eine Reibung

$$f\ \gamma\ S \sin \beta.$$

Es ist daher die Kraft, mit welcher die Schwere ein Gleiten des Prismas ABT auf der Fläche AT hervorzubringen strebt

$$\gamma\ S\ (\operatorname{Cos} \beta - f \sin \beta).$$

Die einzige Kraft, welche sich dieser Bewegung entgegensetzt, ist

$$c \times AT.$$

Man hat daher die Gleichung, wenn F die Kraft bedeutet, welche parallel zu AT wirkend das Abgleiten hervorbringt

$$F = \gamma\ S\ (\operatorname{Cos} \beta - f \sin \beta) - AT \times c. \qquad \text{(a)}$$

Diese Kraft wechselt mit der Neigung β und ist nothwendig negativ für tang $\beta = m$, d. h. wenn die Linie AT mit der Böschung zusammenfällt; sie ist auch negativ für tang $\beta = \frac{1}{f}$; allein sie wird positive Werthe haben und ein Maximum zeigen zwischen diesen beiden Gränzen, wenn die Böschung für die Höhe zu steil ist. Daraus folgt, daß man, um die Gleichgewichtsbedingung auszudrücken, den größten Werth von F für ein variables β suchen und diesen alsdann gleich Null setzen muß.

Um S und AT in Function von β auszudrücken, ziehe man die Horizontalen BE und TF, so wird man haben:

$$EB = EA \operatorname{tang} EAB = hm$$
$$ED = EB \operatorname{Cotg} \alpha = hmi$$
$$DA = AE - ED = h\ (1 - mi)$$

ebenso: $DA = FA\ (1 - i \operatorname{tang} \beta)$; daher

$$FA = \frac{h\ (1 - mi)}{1 - i \operatorname{tang} \beta};$$

ferner:

$$TF = FA \operatorname{tang} \beta = \frac{h \operatorname{tang} \beta\ (1 - mi)}{1 - i \operatorname{tang} \beta};$$

$$AT = \frac{FA}{\operatorname{Cos} \beta} = h \cdot \frac{1 - mi}{\operatorname{Cos} \beta\ (1 - i \operatorname{tang} \beta)}.$$

Man hat also:

$$\text{Dreieck } ABD = \frac{1}{2} AD \times BE = \frac{h^2}{2} m (1 - mi); \text{ ebenso}$$

$$ATD = \frac{1}{2} AD \times TF = \frac{h^2}{2} (1 - mi)^2 \frac{\tan \beta}{1 - i \tan \beta};$$

folglich:

$$S = ATD - ABD = \frac{h^2}{2} (1 - mi) \left[\frac{(1 - mi) \tan \beta}{1 - i \tan \beta} - m \right] =$$

$$= \frac{h^2}{2} \cdot \frac{(1 - mi)(\tan \beta - m)}{1 - i \tan \beta}.$$

Substituirt man die Werthe von AT und S in F Gl. (a), so findet man:

$$F = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{(1 - mi)(\tan \beta - m)}{1 - i \tan \beta} (\cos \beta - f \sin \beta) - ch \frac{1 - mi}{\cos \beta (1 - i \tan \beta)}$$

und wenn man tang β mit r und Cos β und sin β durch die Werthe

$$\frac{1}{\sqrt{(1 + r^2)}}; \quad \frac{r}{\sqrt{(1 + r^2)}} \text{ ausdrückt.}$$

$$F.(1 - ir)\sqrt{(1 + r^2)} = \frac{\gamma h^2}{2} \left[(r - m)(1 - fr) - \frac{2c}{\gamma h} (1 + r^2) \right] \cdot (1 - mi) \text{ oder}$$

$$\text{(b)} \quad F.(1 - ir)\sqrt{(+ r^2)} = \frac{\gamma h^2}{2} \left[- r^2 \left(f + \frac{2c}{\gamma h}\right) + r (1 + mf) - \left(m + \frac{2c}{\gamma h}\right) \right] (1 - mi).$$

Diesen Ausdruck auf r differentirt und $\frac{dF}{dr} = 0$ gesetzt, gibt

$$\text{(1)} \qquad r = \tan \beta = \frac{1}{f} \left\{ 1 - \sqrt{(1 + f^2) \frac{\frac{2c}{\gamma h}}{f + \frac{2c}{\gamma h}}} \right\}$$

in (b) substituirt und F = 0

$$\text{(2) gibt} \qquad m = \frac{1}{f} \left\{ 1 - \frac{2}{f} \left[- \frac{2c}{\gamma h} + \sqrt{(1 + f^2) \frac{2c}{\gamma h} \left(f + \frac{2c}{\gamma h} \right)} \right] \right\}$$

$$\text{(3) und} \qquad h = \frac{\frac{4c}{\gamma}}{-(m + f) + \sqrt{[(1 + f^2)(1 + m^2)]}}.$$

Der erste Ausdruck gibt die Neigung der Fläche, nach welcher die Trennung erfolgen wird, wenn die Böschung zu steil ist.

Der zweite Ausdruck gibt die geringste Neigung, welche man einer Böschung von gegebener Höhe geben kann.

Der dritte Ausdruck, welcher nur eine Umformung des zweiten ist, gibt die größte Tiefe, auf welche man eine Böschung von bestimmter Neigung annehmen kann.

Man sieht hieraus, daß die Gleichgewichtsbedingungen vollkommen unabhängig sind von der Größe i, d. h. von der Neigung der obern Begränzungsfläche des Massivs.

Hieraus folgt dann weiter, daß eine Böschung AB, Fig. 305, deren Höhe und Neigung einem Körper ABC, welcher nach der Linie BC begränzt ist, entspricht, auch für alle übrigen Körper ABC′ ABC″ ABC‴ von gleicher Erde dieselbe bleibt; man wird sich daher im Allgemeinen bei der Bestimmung der Böschungen von gegebener Höhe in gleichartigem Boden gar nicht um die Neigung des obern Theils des Erdkörpers zu kümmern haben.

Dieß läßt sich durch bloße Anschauung der Fig. 305 erklären. Es genügt nur zu bemerken, daß die Kraft F, welche das Gleiten des Prismas ABT auf der Fläche AT zu bewirken strebt, nichts anderes ist, als der Unterschied der beiden Ausdrücke, wovon der eine proportional der Oberfläche S = ABT, und der andere proportional der Bruchlinie AT ist. Nun ist die Oberfläche ABT die Hälfte des Produktes aus der Linie AT in den Perpendikel BD, und es ist leicht einzusehen, daß wenn man von dem Massiv ABC zu den Massiven ABC′ ABC″ &c. übergeht, ohne die Neigung der Linie AT zu ändern, die beiden Ausdrücke, welche den Werth von T bilden, sich in demselben Verhältniß ändern; wenn daher die Böschung AB im Gleichgewicht ist für die Linie BC, so ist sie es auch für die Linien BC′ BC″ BC‴ &c.

Die ansteigende Neigung, welche das Profil AC‴ annehmen kann, ohne das Gleichgewicht der Böschung zu stören, hat keine andere Gränze als die Linie BL parallel zur Bruchlinie ATT′ T″ T‴, deren Neigung gegen die Verticale stets kleiner als $\frac{1}{f}$ ist.

Es geht auch aus dem Ausdrucke für m hervor, daß das Profil sich für eine unendlich große Höhe hält, wenn die Neigung der Böschung geringer als $\frac{1}{f}$ ist; man hat nur in erwähnten Ausdruck $h = \infty$ zu setzen.

Was die vom Punkte B abwärts gehenden Neigungen anbelangt, so haben diese keine andere Gränze als die Böschung AB selbst.

Es ist klar, daß das Gesagte nur Anwendung findet, wenn die Erde nach einer geraden Linie begränzt ist, für eine gebrochene BCD, wie Fig. 306, ändern sich die Verhältnisse.

Betrachtet man den Körper ABCD, Fig. 306, mit gebrochenem Profile und setzt voraus, daß AB die Gleichgewichtsböschung sei für das gerade unbegränzte Profil ABCC′, dessen correspondirende Bruchfläche ATT′ ist, so wird nach dem Frühern noch Gleichgewicht sein für einen Erdkörper vom Profil ABTC″, aber es wird kein Gleichgewicht für den Körper ABCD stattfinden, da man das Dreieck BCT zufügt, ohne dabei die Bruchlinie AT um etwas zu vergrößern. Wenn die Böschung AB für das Massiv ABC′ genügt, so wird sie für das Massiv ABCD zu steil sein.

Wenn ferner die Böschung AB dem Gleichgewicht für den Erdkörper ABCC′ mit geradem unbegränztem Profile entspricht, so wird sie zu sanft geneigt sein für den Erdkörper ABCD′.

§. 148.

Gleichgewicht einer Erdmasse für den Fall des Umsturzes oder einer Drehung um den Punkt A.

Nimmt man einen Körper ABC, Fig. 307, welcher oben horizontal begränzt ist, so ist klar, daß der Bruch nur nach der Linie AD eintreten kann, denn für alle andern Linien wird das statische Moment der Schwere kleiner ausfallen, während das Moment der ziehenden Kräfte sich vergrößert.

Dieß vorausgesetzt, und die ziehende Kraft am Punkte D auf die Flächeneinheit mit g bezeichnet, hat man, wenn nach der Hypothese von Mariotte angenommen wird, daß die ziehende Kraft, welche sich in jedem Punkte a der Linie AD entwickelt, proportionell ist mit der Entfernung vom Punkte A, die Gleichung für das Gleichgewicht: $\frac{1}{6}\gamma h^3 m^2 = \frac{1}{3} g h^2$

$$\text{woher } h = \frac{2g}{\gamma} \cdot \frac{1}{m^2}. \tag{4}$$

Damit ein überhängendes Massiv weder durch Gleiten noch durch Umkanten abbricht, darf seine Höhe höchstens gleich der kleinsten Höhe sein, welche durch die beiden Ausdrücke (3) und (4) erhalten wird.

Das Verhältniß dieser beiden Ausdrücke ist:

$\frac{c}{g} \cdot \frac{2 m^2}{-(m+f)+\sqrt{[(1+f^2)(1+m^2)]}}$; man sieht hieraus, daß wenn dieses Verhältniß größer als 1 ist, das Massiv, welches in Bezug auf Gleiten im Gleichgewicht sein wird, durch Umkanten bricht; und wenn es, im Gegentheil, kleiner als 1 ist, das Massiv, welches bezüglich auf Umkanten im Gleichgewicht ist, durch Gleiten sich ablöst.

§. 149.

Folgerungen aus den Gleichungen (1) (2) und (3) §. 147 für die Werthe von tang β, m und h.

Ist h sehr klein, so wird die Formel (2) für m einen negativen Werth geben und es kann daher die Erde überhängen.

Die Formel (3) wird für $m = 0$ geben:

$$h_0 = \frac{4c}{\gamma(-f+\sqrt{1+f^2})}. \tag{5}$$

Bei dieser Höhe würde sich daher die Erde vertical halten.

Wenn h größer wird, so wird m Gl. (2) wachsende positive Werthe annehmen, bis zu der Gränze, wo h unendlich ist, und

$$m = \frac{1}{f} \text{ wird.}$$

Diese Böschung wird die Erde nach und nach von selbst annehmen, wenn die Cohäsion zerstört ist und nur noch die Reibung wirkt.

Wird in den Gleichungen (1) und (2) $c = 0$ gesetzt, so ergibt sich:

$\tang \beta = \frac{1}{f}$; $m = \frac{1}{f}$; der Erdkörper nimmt also die natürliche Böschung an.

Wenn man in die erwähnten Gleichungen $f = 0$ setzt, so erhält man:

$$\tang \beta = \frac{\gamma h}{4 c}; \; m = \frac{\gamma^2 h^2 - 16 c^2}{8 \gamma c h}.$$

Setzt man ψ den Winkel, dessen Tangente $\frac{1}{f}$ ist, so verwandelt sich der Ausdruck (5) für h in folgenden:

$$h_0 = \frac{4 c}{\gamma \tang \frac{1}{2} \psi} \tag{6}$$

woher die Cohäsion: $c = \frac{1}{4} \gamma h_0 \tang \frac{1}{2} \psi$.

Die Gleichung (6) gibt wieder die Höhe, auf welche sich die Erde vertical im Gleichgewicht hält. Für $c = 0$ wird dieselbe Höhe $= 0$. Für $f = 0$ wie sie $\frac{4 c}{\gamma}$.

Der Werth von f wird nach der Böschung bestimmt, welche die Erde annimmt, wenn die Cohäsion aufgehoben ist: f ist nämlich die Tangente des Winkels, den die natürliche Böschung mit der Horizontalen macht, und ψ ist der Winkel dieser Böschung mit der Verticalen.

Wenn man die Höhe h_0 beobachtet, auf welche sich eine Erdart vertical abstechen läßt, so ergibt sich daraus die Cohäsion c, indem das Gewicht der Erde γ in jedem Falle bekannt oder sehr leicht gefunden sein wird.

Zur Bestimmung des Werthes $\frac{g}{\gamma}$ wird man die Höhe h_1 beobachten, auf welche sich die Erde mit der negativen Böschung $- m_1$ im Gleichgewicht hält; man hat alsdann aus Gleichung (4):

$$h_1 = \frac{2 g}{\gamma} \cdot \frac{1}{m_1^2} \text{ woher}$$

$\frac{2 g}{\gamma} = m_1^2 h_1$, diesen Werth in (4) substituirt, gibt:

$$h = h_1 \cdot \frac{m_1^2}{m^2}.$$

Schließlich muß noch bemerkt werden, daß zur Bestimmung des Winkels ψ die Erde möglichst trocken und aufgelockert auf eine Höhe von 3—4 Mtr. aufgeworfen werden soll, ferner die Oberfläche längere Zeit den Einflüssen der Atmosphäre ausgesetzt bleibe, falls man ein zuverlässiges Resultat erzielen will.

Daß schon ein geringer Grad von Feuchtigkeit die Reibung vermehrt, geht aus den Versuchen von Rondelet hervor, indem sich dieselbe Erde auf 45° 50′ und auf 36° hielte, je nachdem sie trocken oder feucht war.

Die Werthe von ψ oder von f sind je nach der Natur des Bodens sehr verschieden, sie wechseln zwischen 0·5 und 1·4.

Auch die Höhe, auf welche sich eine Erde vertical im Gleichgewicht hält, ist mit Vorsicht zu bestimmen; es ist nöthig, daß der Erdkörper, an welchem der Versuch gemacht worden, auch eine ziemliche Länge hat und nicht zwischen festen Wänden, sondern zwischen 2 Einschnitten liegt. Die Versuche müssen wenigstens ein Jahr dauern, damit auch der Einfluß der Nässe und Feuchtigkeit auf die zu untersuchende Erdart daraus entnommen werden kann. In jedem Falle müssen für die Anwendung die Werthe von h_0 um $1/3$ vermindert werden.

Die Werthe von h_0 sind sehr veränderlich, sie sind Null für reinen trockenen Sand, werden 1 bis 2 Mtr. für gewöhnliche Dammerde, 3, 4 und 5 Mtr. für Thonboden, compacten Lehm oder Letten.

Das Gewicht der Erde wird bei dem Abtrage gemessen; es fällt wieder sehr verschieden aus, je nach dem Grade der Feuchtigkeit und wechselt von 1350 bis 1900 Kil. per Kubikmtr.

§. 150.

Tabelle zur Berechnung der Böschungen für Ausgrabungen.

Die Gleichung (5) §. 149. gibt für den Werth

$$\frac{c}{\gamma} = \frac{1}{4} h_0 (-f + \sqrt{1 + f^2})$$

Wird dieser Werth in die Gleichungen (2) und (3), §. 147, eingeführt, so ergibt sich:

$$m = \frac{1}{f}\left\{1 - \frac{h_0}{h}(\sqrt{1+f^2}-f)\left[\sqrt{\frac{(1+f^2)}{f^2}\left(1+2f\frac{h}{h_0}[\sqrt{1+f^2}+f]\right)}-\frac{1}{f}\right]\right\}$$

und

$$h = h_0 \cdot \frac{-f + \sqrt{1 + f^2}}{-(m+f) + \sqrt{[(1+f^2)(1+m^2)]}}.$$

Zur Erleichterung der Rechnung wurde der Faktor

$\frac{-f+\sqrt{(1+f^2)}}{-(m+f)+\sqrt{[(1+f^2)(1+m^2)]}}$ berechnet, mit welchem h_0 zu multipliciren ist, um den Werth von h zu erhalten. In folgender Tabelle sind diese Faktoren für m = 0 bis 1·667 und f = 0·6 bis 1·4 angegeben.

Diese Tabelle enthält sogleich die Werthe von $\sqrt{1+m^2}$, welche dazu dienen können, die Länge der Böschung des Erdkörpers zu berechnen.

Ferner sind noch die Winkel in Grade und Minuten, welche den verschiedenen Werthen von m und f entsprechen, angegeben.

Werthe von			Tabelle *) der Bös				
m	Winkel tang m	$\sqrt{1+m^2}$					
Werthe von f / Winkel tang f / $\frac{1}{f}$			0·60 30°58′ 1·6667	0·65 33° 2′ 1·5385	0·70 35° 0 1·4286	0·75 36° 52 1·3333	0·8(38° 1·2(
0·00	0·00	1·0000	1·00	1·00	1·00	1·00	1
0·05	2·52	1·0013	1·09	1·10	1·10	1·11	1
0·10	5·43	1·0050	1·20	1·21	1·22	1·23	1
0·15	8·32	1·0112	1·32	1·34	1·35	1·37	1
0·20	11·19	1·0198	1·45	1·48	1·51	1·54	1
0·25	14·20	1·0308	1·61	1·65	1·69	1·73	1
0·30	16·42	1·0440	1·78	1·84	1·90	1·96	2
0·35	19·18	1·0595	1·98	2·06	2·14	2·23	2
0·40	21·48	1·0770	2·21	2·31	2·43	2·55	2
0·45	24·14	1·0966	2·47	2·61	2·76	2·93	3
0·50	26·34	1·1180	2·78	2·96	3·16	3·39	3
0·55	28·49	1·1413	3·13	3·37	3·64	3·95	4
0·60	30·58	1·1662	3·54	3·85	4·22	4·64	5
0·65	33·20	1·1927	4·02	4·43	4·92	5·50	6
0·70	35·00	1·2207	4·58	5·13	5·78	6·59	7
0·75	36·52	1·2500	5·26	5·97	6·87	8·00	9
0·80	38·40	1·2806	6·06	7·31	8·29	9·85	12
0·85	40·22	1·3124	7·03	8·31	10·00	12·33	15
0·90	41·59	1·3454	8·21	9·94	12·33	15·77	20
0·95	43·32	1·3793	9·67	12·04	15·47	20·31	29
1·00	45·00	1·4142	11·50	14·78	19·82	28·14	43
1·05	46·24	1·4500	13·82	18·46	26·10	40·00	69
1·10	47·44	1·4866	16·82	23·53	35·58	60·55	125
1·15	49·00	1·5240	20·79	30·80	50·81	100·64	293
1·20	50·12	1·5621	26·09	41·65	78·23	195·14	1201
1·25	51·21	1·6008	33·36	58·80	130·11	406·91	∞
1·30	52·26	1·6401	44·58	88·24	257·24	3281·70	
1·35	53·27	1·6800	61·34	144·80	848·65	∞	
1·40	54·28	1·7205	88·61	274·92	5498·76		
1·45	55·25	1·7614	137·42	689·61	∞		
1·50	56·19	1·8028	237·89	3728·78			
1·55	57·10	1·8446	496·66	∞			
1·60	58·00	1·8868	1559·19				
1·667	59·20	1·9437	∞				

Gebrauch der Tabelle für den Fall wenn das Terrain horizontal ist.

Angenommen es handle sich darum, eine Ausgrabung von 12 Mtr. Tiefe in einem Boden auszuführen, dessen natürlicher Böschungswinkel 45° und der sich, vertical abgestochen, auf einer Höhe von 1·5 Mtr. im Gleichgewicht hält.

*) Eine ähnliche Tabelle ist von François in dem Aid-memoire de l'officier du génie gegeben worden, jedoch weniger vollständig wie die obige. Man sehe Anhang §. 8.

usgrabungen.

0·95	1·00	1·05	1·10	1·15	1·20	1·25	1·30	1·35	1·40
43° 32	45° 0	46° 24	47° 44	49° 0	50° 12	51° 21	52° 26	53° 27	54°28′
1·0526	1·0000	0·9524	0·9091	0·8696	0·8333	0·8000	0·7692	0·7427	0·7143
1·00	1·00	1·00	1·00	1·00	1·00	1·00	1·00	1·00	1·00
1·13	1·13	1·14	1·14	1·15	1·15	1·16	1·16	1·17	1·18
1·28	1·29	1·30	1·31	1·33	1·34	1·36	1·37	1·38	1·40
1·46	1·48	1·50	1·53	1·55	1·58	1·61	1·63	1·66	1·69
1·67	1·71	1·75	1·79	1·83	1·88	1·92	1·97	2·02	2·07
1·94	1·99	2·06	2·12	2·19	2·26	2·34	2·42	2·51	2·60
2·26	2·35	2·44	2·54	2·65	2·77	2·89	3·03	3·17	3·33
2·66	2·79	2·94	3·09	3·26	3·45	3·65	3·88	4·13	4·40
3·17	3·36	3·58	3·82	4·09	4·39	4·73	5·12	5·55	6·05
3·82	4·11	4·46	4·82	5·25	5·75	6·33	7·01	7·80	8·75
4·66	5·10	5·62	6·23	6·94	7·80	8·83	10·09	11·62	13·61
5·79	6·47	7·29	8·29	9·48	11·06	13·03	15·58	19·00	23·81
7·33	8·41	9·76	11·48	13·73	16·73	20·86	26·79	33·98	50·16
9·52	11·28	13·61	16·74	21·22	27·78	38·01	55·30	88·06	162·37
12·75	15·77	20·05	26·42	36·49	53·70	87·66	168·18	447·47	3567·26
17·78	23·31	32·00	41·76	75·27	141·30	357·71	2232·36	∞	∞
26·21	37·39	57·92	102·13	228·05	905·12	∞	∞		
41·83	68·71	131·64	357·14	2950·93	∞				
75·67	157·51	515·90	15253·77	∞					
171·72	646·39	∞	∞						
374·68	∞								
∞									

Das Verhältniß 12 zu 1·5 ist gleich 8; man sucht in der Verticalcolumne, welche dem Werthe $f = \text{tang } 45^\circ = 1$ entspricht, die Zahlen, zwischen welchen 8 enthalten ist, also 6·47 und 8·41; diesen Zahlen entsprechen für m die Werthe 0·55 und 0·6 und es muß daher die Böschung der Ausgrabung zwischen 0·55 und 0·6 liegen und zwar näher an 0·6.

Es ist nicht nöthig, die Höhe zu kennen, auf welche sich die Erde vertical hält, sondern es genügt, auch die größte Höhe beobachtet zu haben, auf welche sich der Boden unter einer steileren Böschung, wie die natürliche ist, halten kann.

Der natürliche Böschungswinkel sei wieder 45°; der Boden sei im Stande, vermöge der Cohäsion sich bei einer Neigung $m = 0{\cdot}3$ mit der Verticalen auf 2 Mtr. Höhe zu halten; es handle sich darum, die Böschung einer Ausgrabung von 9·5 Tiefe zu bestimmen.

Die Zahl der Tabelle, welche den Werthen von $m = 0{\cdot}3$ und $f = 1$ entspricht, ist 2·35; es ist daher die Höhe, auf welche sich der Boden vertical halten kann

$$h_0 = \frac{2}{2{\cdot}35} = 0{\cdot}851;$$

Das Verhältniß von $\frac{h}{h_0} = \frac{9{\cdot}5}{0{\cdot}851} = 11{\cdot}16$.

Die Zahl 11·16 liegt zwischen den Zahlen der Tabelle 8·41 und 11·28, diesen entsprechen die Werthe $m = 0{\cdot}6$ und 0·65 und es ist daher die Böschung nahe 0·65.

Man kann sich auch der Tabelle bedienen, um die natürliche Böschung einer Erde zu finden, vorausgesetzt, daß man die größten Höhen kennt, auf welche sich die betreffende Erde bei zwei verschiedenen Neigungen halten kann. Nimmt man z. B. an, daß sich die Erde bei der Neigung 0·35 gegen die Verticale auf 3 Mtr. Höhe, und bei der Neigung 0·6 Mtr. auf 15 Mtr. Höhe zu halten im Stande sei, so ist das Verhältniß der beiden Höhen gleich 5, und man sucht nun in der Tabelle die in einer Verticalcolumne gelegenen Zahlen, welche den Neigungen 0·6 und 0·35 entsprechen und unter sich das Verhältniß 5 zeigen. Man findet leicht

die Zahlen $\frac{16{\cdot}73}{3{\cdot}45} = 4{\cdot}85$, wofür $f = 1{\cdot}2$;

und $\frac{20{\cdot}86}{3{\cdot}65} = 5{\cdot}72$, wofür $f = 1{\cdot}25$; die Neigung der natürlichen Böschung mit der Horizontalen ist somit zwischen 1·2 und 1·25, und sehr nahe 1·21.

Gebrauch der Tabelle für den Fall das Terrain geneigt.

Es wurde früher bemerkt, daß die Neigung der Böschung einer Ausgrabung von bestimmter Tiefe die nämliche sein muß, wenn das Terrain ansteigend, fallend oder horizontal von dem äußersten Punkte der Böschung ausgeht; allein es ist dabei zu beobachten, daß, wollte man die Böschung AB, Fig. 308, des Einschnittes ABC bestimmen, wohl die Höhe AD gefunden werden kann, aber die eigentliche Tiefe AE unbekannt ist und auch nicht unmittelbar aus der Tabelle hervorgeht.

Bezeichnet man mit i die Neigung des Terrains gegen die Horizontale und nimmt es positiv für eine Neigung und negativ für einen Abhang, nennt man ferner h_1 die Höhe AD und h die Höhe AE, so hat man:

$$h = h_1 \cdot \frac{1}{1 - mi}.$$

Aus dem Frühern hat man auch:

$$h = h_0 \cdot \frac{-f + \sqrt{1 + f^2}}{-(m + f) + \sqrt{[(1 + f^2)(1 + m^2)]}}.$$

Aus diesen beiden Gleichungen könnte man leicht eine der Unbekannten m oder h eliminiren und die andere durch eine Gleichung zweiten Grades berechnen;

allein es ist viel einfacher, die Tabelle anzuwenden, indem man sich durch Versuchsrechnungen zu helfen sucht.

Man habe z. B. eine Erde, welche sich auf 1·2 Mtr. vertical hält, für welche $f = 0{\cdot}8$ und $h_1 = 5$ Mtr. ist; die Terrainoberfläche habe eine Neigung $i = 0{\cdot}2$.

Würde man nun $m = 0{\cdot}55$ nehmen, so hätte man:

$$h = h_1 \cdot \frac{1}{1-mi} = 5 \cdot \frac{1}{1 - 0{\cdot}55 \,.\, 0{\cdot}2} = 5{\cdot}62 \text{ Mtr.}$$

Nach der Tabelle wäre die größte Höhe für die Neigung 0·55

$$h = h_0 \,.\, 4{\cdot}31 = 1{\cdot}2 \,.\, 4{\cdot}31 = 5{\cdot}17 \text{ Mtr.}$$

Die Neigung 0·55 ist demnach zu steil.

Nimmt man nun $m = 0{\cdot}6$, so wird die Höhe der Ausgrabung

$$h = 5 \cdot \frac{1}{1 - 0{\cdot}6 \,.\, 0{\cdot}2} = 5{\cdot}68$$

während nach der Tabelle die größte Höhe für die Böschung $0{\cdot}6 = 1{\cdot}2 \,.\, 5{\cdot}14 = 6{\cdot}17$ ist; es folgt hieraus, daß die zu suchende Neigung zwischen 0·55 und 0·6 liegt.

Gebrauch der Tabelle für den Fall, wo die ausgegrabene Erde an dem Rande des Einschnitts abgelagert wird.

Die Erdaufwürfe (cavaliers) sind immer durch ein Bankett von dem obern Rande der Ausgrabung getrennt, und haben eine weniger steile Böschung wie diese letztere, auch ist die Dichtigkeit des Materials von der der Ausgrabung sehr verschieden. Zur Vereinfachung der Betrachtung wird jedoch vorausgesetzt, daß die Böschung der aufgeschütteten Erde parallel gehe mit der Böschung der Ausgrabung, und die erstere auch gleiche Dichtigkeit mit dem Erdkörper habe, doch dabei ohne Cohäsion sei.

Unter dieser Voraussetzung, sowie ferner unter der Annahme, daß der obere Theil der Erdanschüttung parallel gehe mit dem obern Theil des Erdkörpers, sei d die verticale Höhe der ersteren, so hat man nach dem Frühern §. 147. die Formel:

$$\frac{F\sqrt{(1+r^2)}\,(1-ir)}{1-mi} = \frac{\gamma h^2}{2}\left[-r^2\left(\frac{2c}{\gamma h}+f\right)+r(1+mf)-\left(m+\frac{2c}{\gamma h}\right)\right]$$

welche hier durch folgende ersetzt werden muß:

$$\frac{F\sqrt{1+r^2}\,(1-ir)}{1-mi} = \frac{\gamma(h+d)^2}{2}\left[-r^2\left(\frac{2c}{\gamma}\frac{h}{(h+d)^2}+f\right)+r(1+mf)-\right.$$
$$\left.-\left(m+\frac{2c}{\gamma}\frac{h}{(h+d)^2}\right)\right].$$

Das h in der Parenthese des zweiten Gliedes der ersten Gleichung ist in der zweiten Gleichung durch $\frac{(h+d)^2}{h}$ ersetzt, man wird daher auch den Ausdruck für h aus §. 150 durch folgenden ersetzen können:

$$\frac{(h+d)^2}{h} = h_0 \cdot \frac{-f+\sqrt{1+f^2}}{-(m+f)+\sqrt{[(1+f^2)(1+m^2)]}} = h^1;$$

h' sei nämlich die Höhe, auf welche sich die Erde bei der Neigung m im Gleichgewicht hält, wenn keine Anschüttung vorhanden ist; es ergibt sich daher:

$$d = h\left[\sqrt{\frac{h'}{h}} - 1\right].$$

Es sei z. B. ein Einschnitt von 8 Mtr. Tiefe mit Böschungen m = 0·8 gegraben, die Erde halte sich vertical auf 1·8 Mtr. und f ist gleich 0·7 Mtr.; so sieht man aus der Tabelle, daß die Böschungen der Ausgrabung bei m = 0·6 sich auf eine Höhe h' = 1·8 . 8·29 = 14·92 Mtr. halten könnten, wenn keine Anschüttung vorhanden ist; man hat daher:

$$d = 8\left[\sqrt{\frac{14 \cdot 92}{8}} - 1\right] = 2 \cdot 92 \text{ Mtr.}$$

Umgekehrt könnten auch für die bekannte Höhe der Anschüttung und Tiefe des Einschnitts die Böschungen des letzteren aus der Tabelle gefunden werden. Z. B. die Tiefe des Einschnitts sei 5 Mtr., und die Höhe d = 2 Mtr., so hätte man

$$h' = \frac{(h + d)^2}{h} = \frac{(5 + 2)^2}{5} = 9 \cdot 8 \text{ Mtr.}$$

Das Verhältniß dieser Höhe zur Höhe h_0 = 1·8 Mtr. ist 5·44; in der verticalen Columne der Tabelle für f = 0·7 findet man die Zahlen 4·92 und 5·78, und diesen entsprechen die Werthe m = 0·65 und m = 0·7; die zu suchende Böschung ist demnach zwischen 0·65 und 0·7.

Gebrauch der Tabelle in dem Falle, wenn die obern Ränder der Böschungen mit Constructionsmaterial belastet sind. Fig. 309.

Statt der Erdanschüttung können an den Rändern der Böschungen gewisse Baumaterialien, wie etwa Steine, aufgeschichtet sein, welche einen starken Druck ausüben und sich leicht nach verticaler Richtung parallel zur obern Böschungskante spalten.

Es wird angenommen, daß die Materialien ganz an dem Rande der Ausgrabung sitzen, daß die Höhe der Aufschichtung überall gleich C und das Gewicht des Kubikmeters gleich π sei.

Nach dem Frühern, §. 147, hat man die Gleichung:

$$F\sqrt{1 + r^2\frac{1 - ir}{1 - mi}} = \frac{\gamma h^2}{2}\left[- r^2\left(f + \frac{2c}{\gamma h}\right) + r(1 + mf) - \left(m + \frac{2c}{\gamma h}\right)\right].$$

Für gegenwärtigen Fall geht diese Gleichung in folgende über:

$$F\sqrt{1 + r^2\frac{1 - ir}{1 - mi}} = \frac{\gamma h^2}{2}\left\{- r^2\left(f + \frac{2c}{\gamma h + \frac{2\pi C}{1 - mi}}\right) + r(1 + mf) - \left(m + \frac{2c}{\gamma h + \frac{2\pi C}{1 - mi}}\right)\right\}.$$

Die Ausdrücke in den Parenthesen beider Gleichungen unterscheiden sich nur dadurch, daß γh in $\gamma h + \frac{2\pi C}{1 - mi}$ überging, man kann daher den Ausdruck von h in §. 147. folgend schreiben:

$$h + 2 \cdot \frac{\pi C}{\gamma(1-mi)} = \frac{\frac{4c}{\gamma}}{-(m+f) + \sqrt{[(1+f^2)(1+m^2)]}}$$

und erhält folglich den Werth von h in §. 150.

$$h = h_0 \cdot \frac{-f + \sqrt{1+f^2}}{-(m+f) + \sqrt{[(1+f^2)(1+m^2)]}} - \frac{2\pi C}{\gamma(1-mi)} =$$

$$= h' - \frac{2\pi}{\gamma} \frac{C}{(1-mi)}$$

wo h' die Höhe bedeutet, auf welche sich die Erde unter der Böschnng m im Gleichgewicht hält, wenn keine Ueberlastung vorhanden ist.

Hiernach und mit Hülfe der Tabelle ist es leicht, für einen gegebenen Einschnitt die Höhe der Materialaufschichtung zu bestimmen.

Es sei z. B. $\pi = 1200$ Kil., $h = 7$ Mtr., $m = 0{\cdot}4$, $i = 0$, $\gamma = 1800$ Kil., $f = 1{\cdot}2$ und $h_0 = 3$ Mtr., so gibt die Tabelle für die Höhe, auf welche sich die Erde bei einer Böschung $m = 0{\cdot}4$ noch hält, wenn keine weitere Belastung vorhanden ist:

$$h' = 3 \;.\; 4{\cdot}39 = 13{\cdot}17$$

folglich hat man

$$h = 7^m = h' - \frac{2\pi}{\gamma} C = 13{\cdot}17 - \frac{2 \,.\, 1200}{1800} \cdot C$$

woher:

$$C = 4{\cdot}63 \text{ Mtr.}$$

Umgekehrt, wenn die Höhe der Materialaufschichtung gegeben ist, so kann man die Böschungen des Einschnitts finden.

Angenommen die Verhältnisse seien dieselben wie in dem vorigen Beispiele, $h = 5$ Mtr. und $C = 2$ Mtr., so hat man

$$h' = h + \frac{2\pi C}{\gamma} = 5 + \frac{2 \,.\, 1200}{1800} \cdot 2 \qquad h' = 7{\cdot}67$$

Das Verhältniß $\frac{h'}{h_0} = \frac{7{\cdot}67}{3} = 2{\cdot}56$.

Die Tabelle gibt dafür $m = 0{\cdot}25$ und $0{\cdot}3$, der eigentliche Werth von m liegt zwischen diesen Zahlen.

§. 151.

b) Auf- und Abtrag.

Auftrag oder Remblai nennt man die an irgend einer Stelle des Bodens künstlich abgelagerte Erdmasse.

Abtrag oder Deblai hingegen nennt man eine von dem natürlichen oder gewachsenen Boden entnommene Erdmasse.

Mit dem bei einem Erdwerke vorkommenden Abtrage bildet man entweder ganz oder theilweise den Auftrag, und es ist im Straßenbau nicht selten die Bedingung gestellt, die Erdarbeiten so einzurichten, daß Auf- und Abtrag sich ausgleichen.

Dieses, sowie der Umstand, daß die Kosten eines Erdwerkes mit der zu bewegenden Erdmasse direct proportional sind, machen es unumgänglich nöthig, daß man die Kubikinhalte der Auf- und Abträge zu bestimmen weiß.

Behufs der Berechnung dieser Kubikinhalte wird der Erdkörper durch ebene Flächen und zwar, in der Regel, durch verticale Ebenen geschnitten. Man nennt diese Schnitte Profile.

Die Profile lassen sich entweder aus dem Grundplane und aus den Nivellements construiren, oder sie werden an Ort und Stelle aufgenommen; sie sind daher immer als gegeben zu betrachten.

§. 152.

Nöthige Formeln zur Berechnung der Kubikinhalte der Auf- und Abträge.

Die Fig. 287, Taf. XVII., stelle einen dammförmigen Körper vor. Die Querschnitte $\alpha\ \beta\ \gamma\ \delta$ und $\alpha_{\prime}\ \beta_{\prime}\ \gamma_{\prime}\ \delta_{\prime}$ stehen senkrecht auf der Längenachse des Dammes. Die obere Fläche hat durchgehends gleiche Breite und ist gewöhnlich eben; die Grundfläche $\alpha\ \beta$, hingegen, welche in der Figur mit der obern parallel angenommen ist, kann in der Wirklichkeit, da sie durch den natürlichen Boden gebildet wird, sehr verschieden gestaltet sein.

Die Neigungswinkel der schiefen Seitenwände $\beta\ \delta$, und $\alpha\ \gamma$, gegen den Horizont sind gewöhnlich einander gleich. In der Praxis kommt nicht dieser Winkel in Anwendung, sondern das Böschungsverhältniß. Ist nämlich in Fig. 288 $\alpha\ \beta \#\ \gamma\delta$ und $\delta\varepsilon \perp$ auf $\alpha\ \beta$, so nennt man $\frac{\beta\ \varepsilon}{\delta\ \varepsilon} = \mathrm{p}$ das Böschungsverhältniß.

Wir führen folgende Bezeichnungen ein:

	Querschnitt I.	Querschnitt II.
Obere oder Kronenbreite $\gamma\ \delta = 2\ \mathrm{a}$		
untere Breite $\alpha\ \beta$	2 b	2 b,
senkrechte Höhe des Querschnitts	y	y,
Querschnittsfläche	q	q,
Länge des Körpers = l		

Es ist $b = a + p\ y\ ,\ q = y\ (2\ a + p\ y)$

$b_{\prime} = a + p\ y_{\prime}\ ,\ q_{\prime} = y_{\prime}\ (2\ a + p\ y_{\prime})$.

Denken wir uns in der Entfernung = x einen Querschnitt q_x, und bezeichnen für diesen die Höhe y_x, die Basis mit $2\ b_x$, so ist

$$l : x = (y - y_{\prime}) : (y - y_x)$$

woraus

$$y_x = y - \frac{x}{l}\ (y - y_{\prime})$$

und da

$$q_x = y_x\ (2\ a + p\ y_x), \text{ so folgt}$$

$$q_x = \left[y - \frac{x}{l}(y - y_{\prime})\right] \cdot \left[2\ a + p\ y \cdot - \frac{x}{l}\ p\ (y - y_{\prime})\right].$$

Es ist aber, wenn wir den Kubikinhalt mit K bezeichnen $dK = q_x\,dx$; entwickelt man also das vorstehende Produkt, multiplicirt es mit dx und nimmt dann das Integral von $x = o$ bis $x = l$, so erhält man für den Inhalt des Dammes von Querschnitt I bis zum Querschnitt II

$$K = al\,(y + y_{,}) + \tfrac{1}{3}\,pl\,(y^2 + y\,y_{,} + y_{,}^2) \tag{1}$$

K kann auch durch die Querschnittsflächen q und $q_{,}$ ausgedrückt werden; führt man in (1) obige Werthe von q $q_{,}$ ein und drückt zugleich p durch dieselben aus, so erhält man

$$K = \tfrac{1}{6}\,l\left[q\left(2 + \frac{y_{,}}{y}\right) + q_{,}\left(2 + \frac{y}{y_{,}}\right)\right] \tag{2}$$

für $y = y_{,}$ wird $K = l\left\{\frac{q + q_{,}}{2}\right\}$.

Diese Formel (2) hat den Vorzug, daß sie auch angewendet werden kann, wenn die Querprofile $\alpha\,\beta$, $\alpha_{,}\,\beta_{,}$ nicht horizontal oder selbst krumm sind.

Bei der Entwicklung der Formel (1) wurde die Gestalt des Querschnitts nach Fig. 288 angenommen, wobei die Höhe y auf der geradlinigen Grundlinie $\alpha\,\beta$ senkrecht steht; ferner wurde die Grundfläche $\alpha\,\beta_{,}$ des Dammkörpers als eine Ebene vorausgesetzt. Diese Bedingungen sind aber in der Praxis selten vorhanden, sondern die Querprofile $\alpha\,\beta$, $\alpha_{,}\,\beta_{,,}$ Fig. 287, sind gewöhnlich nicht nur verschieden gegen den Horizont geneigt, sondern bilden auch oft keine gerade Linien. Das Gesetz, nach welchem das Querprofil von einem Ende bis zum andern sich ändert, ist gewöhnlich ganz unbekannt, und man muß deshalb irgend eine Hypothese dafür annehmen. Man kann z. B. die Grundfläche des Körpers als eine windschiefe Fläche betrachten, oder voraussetzen, die Aenderung, welche das Gefäll des Querprofiles bei dessen Fortrücken erleidet, sei der Länge proportional.

In Fig. 292 seien ABFE und CDHG zwei parallele auf der Achse senkrechte Schnitte. Die Kronenebene ABDC sei horizontal; φ sei der Neigungswinkel der Böschungsebenen gegen den Horizont; $AB = CD = b$; die Länge des Körpers $AC = BD = l$; h_0, h_1, h_2, h_3 die Höhen der Punkte E, F, G, H über der Kronenebene ABDC.

Nimmt man einen Schnitt $\alpha\beta\gamma\delta$, Fig. 294, in der Entfernung x von dem Profil CDGH, so ist sein Flächeninhalt eine Funktion von x. Sind H und $H_{,}$ die Höhen der Punkte α und β über der Basis, und ist F die gesuchte Fläche, T die Fläche des Trapezes $\alpha\beta qp$, $\triangle$ die Fläche $\alpha\gamma p$ und $\triangle_{,}$ die Fläche $\beta q\delta$, so ist:

$$F = T - (\triangle + \triangle_{,})$$

oder

$$F = \frac{1}{2}\,(H + H_{,})\left(\frac{H + H_{,}}{\tan\varphi} + b\right) - \frac{H^2 + H_{,}^2}{2\tan\varphi}$$
$$= \frac{b}{2}\,(H + H_{,}) + \frac{H H_{,}}{\tan\varphi}.$$

Fällt man aus den Punkten E, α, G, Fig. 293, die Perpendikel En, $\alpha n_{,}$, $GG_{,}$ und zieht GN parallel mit $G_{,}n$, sodann GM parallel mit AC, so entstehen MN, $M_{,}N_{,}$, An, m, $n_{,}$, die alle mit einander parallel sind, und man hat aus dem Dreieck mn $G_{,}$:

$$mn : mG_f = m_1 n_1 : m_1 G_1$$ oder

$$(h_0 - h_2) \text{ Cotg. } \varphi : l = (H - h_2) \text{ Cotg. } \varphi : x$$ woraus

$$H = h_2 + \frac{h_0 - h_2}{l} \cdot x$$ ebenso

$$H_1 = h_3 + \frac{h_1 - h_3}{l} \cdot x.$$

Diese Werthe in (a) substituirt und nach $\frac{x}{l}$ geordnet, gibt

$$F = \left[\frac{h_2 h_3}{\text{tang } \varphi} + \frac{b}{2}(h_2 + h_3)\right] + \left[\frac{h_0 h_3 - 2h_2 h_3 + h_1 h_2}{\text{tang } \varphi} + \right.$$

$$\left. + \frac{b}{2}(h_0 + h_1 - h_2 - h_3)\right] \frac{x}{l} + \left[\frac{(h_0 - h_2)(h_1 - h_3)}{\text{tang } \varphi}\right] \cdot \frac{x^2}{l^2}.$$

Werden die constanten Coefficienten von $\frac{x}{l}$ mit A, B, C bezeichnet, so hat man

$$F = A + B \cdot \frac{x}{l} + C \cdot \frac{x^2}{l^2}$$ nun ist

$$K = \int\left(A + B\frac{x}{l} + C\frac{x^2}{l^2}\right)dx$$

(3) $$K = Ax + \frac{Bx^2}{2l} + \frac{Cx^3}{3l^2}.$$

Integrirt zwischen $x = o$ und $x = l$ und die Werthe von A, B und C substituirt, gibt

$$K = l\left\{\frac{b}{4}(h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + \frac{h_0(h_3 + 2h_1) + h_2(h_1 + 2h_3)}{6 \text{ tang } \varphi}\right\}.$$

Für Böschungen mit 1½facher Anlage ist tang $\varphi = \frac{2}{3}$, daher

(4) $$K = l\left\{\frac{b}{4}(h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + \frac{h_0(h_3 + 2h_1) + h_2(h_1 + 2h_3)}{4}\right\}.$$

Für einfache Anlage

(5) $$K = l\left\{\frac{b}{4}(h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + \frac{h_0(h_3 + 2h_1) + h_2(h_1 + 2h_3)}{6}\right\}.$$

Wenn auf einer Seite der Böschungswinkel $\varphi = 90°$ ist

(6) $$K = l\left\{\frac{b}{4}(h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + \frac{h_0(h_3 + 2h_1) + h_2(h_1 + 2h_3)}{12 \text{ tang } \varphi}\right\}.$$

Eine andere Berechnungsart, welche nicht nur sehr einfach, sondern auch für alle Fälle und Formen anwendbar ist, welche bei Erdarbeiten vorkommen, ist folgende:

Es seien q_0, q_1, q_2 drei aufeinander folgende Querschnitte des Erdkörpers, die Entfernung zwischen q_0 und q_1 sei $= h_1$, zwischen q_1 und $q_2 = h_2$. Denken wir uns in der Entfernung x vom ersten Querschnitt einen Schnitt q_x und drücken q_x als seine Funktion von x folgend aus:

(A) $$q_x = q_0 + \alpha x + \beta x^2$$

wo α und β zu bestimmende Constanten sind, so erhalten wir

$$dK = q_x\, dx = q_0\, dx + \alpha x dx + \beta x^2 dx$$ und

$$K = q_0 x + \frac{\alpha x^2}{2} + \frac{\beta x^3}{3}$$

setzt man, um den Dammkörper zwischen q_0 und q_2 zu erhalten, x gleich der ganzen Länge $h_1 + h_2$, so kommt

$$K = (h_1 + h_2)\left[q_0 + \frac{1}{2}\alpha(h_1 + h_2) + \frac{1}{3}\beta(h_1 + h_2)^2\right]. \qquad (B)$$

In Gleichung (A) muß offenbar q_x in q_1 und q_2 übergehen, wenn man h_1 oder $h_1 + h_2$ für x setzt, wodurch wir zur Bestimmung von α und β folgende Gleichungen erhalten:

$$q_1 = q_0 + \alpha h_1 + \beta h_1^2$$
$$q_2 = q_0 + \alpha(h_1 + h_2) + \beta(h_1 + h_2)^2$$

hieraus

$$\alpha = \frac{h_1(q_0 - q_2)}{h_2(h_1 + h_2)} - \frac{(h_1 + h_2)(q_0 - q_1)}{h_1 h_2}$$

$$\beta = \frac{(q_0 - q_1)}{h_1 h_2} - \frac{(q_0 - q_2)}{h_2(h_1 + h_2)}.$$

Setzt man diese Werthe in die Gleichung (B), so erhält man

$$K = \frac{1}{6}(h_1 + h_2)\left[2(q_0 + q_1 + q_2) + \frac{h_2}{h_1}(q_1 - q_0) + \frac{h_1}{h_2}(q_1 - q_2)\right]. \qquad (7)$$

Diese Formel gibt also den Kubikinhalt K unabhängig von der Gestalt der Querschnitte, da in derselben nur die Querschnittsflächen und deren Abstände von einander vorkommen. Bedingung ist es aber, daß die drei Querschnitte in solchen Entfernungen genommen werden, daß zwischen denselben nicht Querschnitte von bedeutend abweichender Art vorkommen. Je genauer die zwischenliegenden Querschnitte einen stetigen Uebergang zwischen den gegebenen bilden, und je näher das Gesetz dieses Uebergangs durch die Gleichung (A) ausgedrückt wird, desto schärfer wird K erhalten. Sind die Abstände h_1, h_2 zwischen den Querschnitten einander gleich, so wird die Formel (7) bedeutend einfacher, wenn der gleiche Abstand = h ist:

$$K = \frac{1}{3} h \left\{q_0 + 4\,q_1 + q_2\right\}. \qquad (8)$$

Folgen mehrere solche Querschnitte $q_0, q_1, q_2, q_3, \ldots\ q_n$ in gleichen Abständen aufeinander, wo jedoch n eine gerade Zahl sein muß, so wird für den ganzen Körper von q_0 bis q_n

$$K = \frac{1}{3} h \left\{q_0 + 4q_1 + 2q_2 + 4q_3 + 2q_4 + \ldots + 4q_{n-1} + q_n\right\}. \qquad (9)$$

Wenn nur zwei Querschnitte am Anfange und Ende gegeben sind, so erhält man K nach Formel (2) fast immer mit jener Genauigkeit, welche die gegebenen Daten überhaupt zulassen.

Bei längern Erdwerken, wobei ohnehin mehrere Querprofile gegeben sind, wird man, wenn die Abstände zwischen denselben ungleich sind, nach Formel (7) den ganzen Körper theilweise von 3 zu 3 Querprofilen berechnen, und wenn dabei zuletzt ein Stück von zwei Querschnitten begränzt übrig bleibt, dasselbe nach For-

mel (2) oder (3 bis 6) bestimmen. Bei gleichen Abständen ergibt sich der ganze Erdkörper nach den Gleichungen 8 oder 9.

Eine noch einfachere aber etwas weniger scharfe Berechnungsart ist folgende:

Setzt man in die Formel (4) $h_0 = h_1 = h$ und ebenso $h_3 = h_2 = h'$, so hat man:

$$K = l \left\{ b \left(\frac{h + h'}{2} \right) + \frac{h^2 + hh' + h'^2}{2} \right\}$$

welcher Ausdruck auf folgende Form gebracht werden kann:

$$K = l \left\{ \frac{1}{2} \left(bh + \frac{3}{2} h^2 \right) + \frac{1}{2} \left(bh' + \frac{3}{2} h'^2 \right) - \frac{1}{4} (h - h')^2 \right\}.$$

Nun ist $bh + \frac{3}{2} h^2 = q_0 =$ Fläche ABFE und

$$bh' + \frac{3}{2} h'^2 = q_1 = \text{Fläche CDGH, daher}$$

$$K = l \left\{ \frac{q_0 + q_1}{2} - \frac{1}{4} (h - h')^2 \right\} \tag{10}$$

und wenn das zweite Glied unter der Klammer als zu unbedeutend weggelassen wird

$$K = l \cdot \frac{q_0 + q_1}{2}. \tag{11}$$

Nach dieser Formel (11) hat man immer nur die Inhalte zweier auf einander folgenden Profile zu berechnen und die Summe derselben mit ihrer halben Entfernung zu multipliciren.

Die meisten Ingenieure begnügen sich bei der Anfertigung der Kostenanschläge für die Erdarbeiten der Straßen und Eisenbahnen mit der Formel (11). Sind die Profilhöhen h und h' sehr von einander verschieden, so ist die Formel (10) genauer.

Sehr brauchbar wird die Formel (11), wenn man sie mit einem Korrektionsgliede verbindet, wie folgt: in Fig. 292 sei der Inhalt des einen Profils q_0, des andern q_1, so hat man:

$$q_0 = \frac{b}{2} (h_0 + h_1) + \frac{h_0 h_1}{\tang \varphi}$$

$$q_1 = \frac{b}{2} (h_2 + h_3) + \frac{h_2 h_3}{\tang \varphi}.$$

Das arithmetische Mittel oder

$$\frac{1}{2} (q_0 + q_1) = \frac{1}{2} \left\{ \frac{b}{2} (h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + \frac{h_0 h_1 + h_2 h_3}{\tang \varphi} \right\}$$

folglich der Kubikinhalt K_1

$$K_1 = l \left\{ \frac{b}{4} (h_0 + h_1 + h_2 + h_3) + \frac{h_0 h_1 + h_2 h_3}{\tang \varphi} \right\}.$$

Vergleicht man diesen Ausdruck mit der Formel (3), so bemerkt man, daß der Unterschied

$$K_1 - K = l \left\{ \frac{(h_0 - h_2)(h_1 - h_3)}{6 \tang \varphi} \right\} \text{ ist.}$$

Durch nähere Betrachtung dieses Unterschiedes ergibt sich, daß er positiv ist:

$$\left.\begin{array}{l}\text{wenn } h_1 > h_3 \text{ und } h_0 > h_2 \\ \text{oder } h_1 < h_3 \text{ und } h_0 < h_2\end{array}\right\} \text{also } K_1 > K$$

und negativ

$$\left.\begin{array}{l}\text{wenn } h_1 > h_3 \text{ und } h_0 < h_2 \\ \text{oder } h_1 < h_3 \text{ und } h_0 > h_2\end{array}\right\} \text{also } K_1 < K$$

endlich gleich Null

wenn $h_0 = h_2$ oder $h_1 = h_3$ also $K_1 = K$.

Sind daher die Querschnitte eines Körpers bestimmt, so ist

$$K = l\left\{\frac{1}{2}(q_0 + q_1) \mp \frac{(h_1 - h_3)(h_0 - h_2)}{6 \tang \varphi}\right\}. \quad (11a)$$

Wie es sich von selbst versteht, sind die Formeln (1) (2) (7) (8) und (9) auch auf die Berechnung der Abträge oder Einschnitte anwendbar, denn man darf sich einen Auftragskörper, Fig. 287, nur umgestürzt denken, so hat man einen Abtragskörper.

In den Fällen, wo in den Querprofilen Auf- und Abtrag vorkommt, wie Fig. 300, wird jeder Körper besonders berechnet.

In Fällen aber, wo zwischen zwei aufeinanderfolgenden Profilen der Abtrag in den Auftrag, oder umgekehrt, der Auftrag in den Abtrag übergeht, wie Fig. 301, ist eine genaue Berechnung nur dann möglich, wenn die Durchschnittslinie des Erdkörpers mit dem natürlichen Tarrain vorher ermittelt, und dann die Kubikinhalte der einzelnen Ab- und Auftragskörper nach passenden Formeln berechnet werden.

Die Durchschnittslinien werden entweder durch Construction oder durch Berechnung gefunden. Die Construction ist schon aus der Zeichnung ersichtlich; die Berechnung ist einfach folgende: In der senkrechten Ebene, welche durch die Straßenachse geht, soll der Abstand des Schnittpunktes von dem Profil 1 Fig. 301a gefunden werden, so hat man die Proportion:

$$zC : gD = zn : nD = BE : EA$$

$$zC + gD : gD = BE + EA : EA$$

$$zC + gD : gD = AB : EA$$

$$EA = \frac{gD \cdot AB}{zC + gD} \text{ und}$$

$$BE = AB - \frac{gD \cdot AB}{zC + gD} = \frac{zC \cdot AB}{zC + gD}.$$

Die Entfernung des Schnittpunktes vom Abtrag ist also gleich dem Produkt der Abtragskote in die Entfernung der Profile, dividirt durch die Summe der beiden Höhenkoten des Auf- und Abtrags in der betreffenden Schnittebene, ebenso ist die Entfernung vom Auftrage gleich dem Produkte der Auftragskote in die Entfernung der Profile, dividirt durch die Summe der Höhenkoten des Auf- und Abtrags.

Sind auf die eine oder andere Weise die Durchschnittslinien sr, qr, qp, po, on, nf, bc in der Situation ermittelt, so ist es leicht, die Auf- und Abtragskörper zu kubiren.

Die nöthigen Formeln hierzu ergeben sich wie folgt:

Die Basis des zu kubirenden Körpers Fig. 289 sei ein beliebiges Viereck ABCD; die senkrechten Höhen seien: $BE = h_0$, $AF = h_1$, $GC = h_2$, $DH = h_3$; verlängert man die 4 Kanten bis a, b, c, d, so daß: $AF = Eb = h_1$, $BE = Fa = h_0$, $DH = Gc = h_3$, $GC = Hd = h_2$, so erhält man einen neuen Körper, welcher gerade doppelt so groß ist, als der gegebene. Legt man durch die Kanten Aa und Cc eine Schnittebene und bezeichnet mit B das Dreieck ADC und mit B_1 das Dreieck ABC, so ist der Inhalt des dreiseitigen Prismas ADC adc $= B. \ ^1/_3\,(Aa + Dd + Cc)$; und der Inhalt des Prismas ABC abc $= B_1 \ ^1/_3\,(Aa + Bb + Cc)$; daher das Volumen des ganzen Erdkörpers

$$K = \frac{1}{2}\left\{B \cdot \frac{1}{3}(Aa + Dd + Cc) + B_1\,\frac{1}{3}(Aa + Bb + Cc)\right\}.$$

Nun ist $Aa = Bb = h_0 + h_1$

$Cc = Dd = h_2 + h_3$, daher

$$(12) \qquad K = \frac{B}{6}\left\{2h_3 + 2h_2 + h_1 + h_0\right\} + \frac{B_1}{6}\left\{2h_0 + 2h_1 + h_2 + h_3\right\}.$$

Sind in Fig. 290 zwei gegenüberliegende Höhen h_1 und $h_2 = 0$, so ist:

$$(13) \qquad K = \frac{B}{6}(2h_3 + h_0) + \frac{B_1}{6}(2h_0 + h_3).$$

Ist die Basis des Körpers ein Paralleltrapez von der Höhe b, eine parallele Seite $AB = l_1$, die andere $DC = l$, so ist der Inhalt des Dreiecks $ADC = \frac{bl}{2}$, der Inhalt des Dreiecks $ABC = \frac{bl_1}{2}$, folglich: Fig. 291

$$(14) \qquad K = \frac{bl}{12}\left\{2h_3 + 2h_2 + h_1 + h_0\right\} + \frac{bl_1}{12}\left\{2h_0 + 2h_1 + h_2 + h_3\right\}.$$

Für $h_1 = h_2 = 0$ hat man:

$$(14a) \qquad K = \frac{bl}{2}\left\{h_3 + h_0\right\}.$$

Für einen Körper Fig. 295 ist $h_2 = 0$, daher

$$(15) \qquad K = \frac{bl}{12}\left\{2h_3 + h_1 + h_0\right\} + \frac{bl_1}{12}\left\{2h_0 + 2h_1 + h_3\right\}.$$

Für $l = l_1$:

$$(15a) \qquad K = \frac{bl}{4}(h_3 + h_1 + h_0).$$

Ist die Basis des Körpers Fig. 296 ein Rechteck von der Breite b und Länge l, so ist:

$$(16) \qquad K = \frac{bl}{4}\left\{h_0 + h_1 + h_2 + h_3\right\}.$$

Ist die Basis ein Paralleltrapez und sind 2 Höhen auf einer Seite, z. B. h_0 und $h_2 = 0$, Fig. 297, so wird:

$$(17) \qquad K = \frac{b}{12}\left\{l\,(2h_3 + h_1) + l_1\,(2h_1 + h_3)\right\}.$$

Sind 3 Höhen h_0, h_1, $h_2 = 0$, Fig. 298, so wird:

$$(18) \qquad K = \frac{bh_3}{12}(2l + l_1).$$

Ist die Basis ein Rechteck und die Höhen h_0 und h_2 sind gleich Null, so hat man: $K = \frac{lb}{4}(h_3 + h_1)$. (19)

Ist die Basis endlich ein Dreieck, Fig. 299, und man hat 3 verschiedene Höhen, so ist: $K = \frac{lb}{2}\left(\frac{h_1 + h_2 + h_3}{3}\right)$. (20)

Sind 2 Höhen h_1 und $h_2 = 0$, so wird: $K = \frac{lbh_3}{6}$. (21)

Die französischen Ingenieure bedienen sich bei Berechnung der Auf- und Abträge gedruckter Tabellen, die auf verschiedenen Formeln beruhen. Zuerst gebrauchte man die Tabellen von M. Fourier, alsdann die von Leon Lalanne, und in neuerer Zeit sind die Tabellen von M. Macaire mehr in Anwendung*). Obgleich diese Tabellen die Berechnung sehr erleichtern, so sind sie doch nicht allgemein anwendbar, indem sie immer für ein bestimmtes Straßen- oder Eisenbahnprofil aufgestellt sind, indeß liefern sie den Beweis, daß man in Frankreich bei Aufstellung von Bahnprojecten mit großer Genauigkeit zu Werke geht. Die Formeln, welche den Tabellen von L. Lalanne zu Grunde gelegt sind, wurden in dem §. 16. des Anhangs abgeleitet.

Im Allgemeinen wird der denkende Praktiker sich an keine bestimmte Methode oder mechanische Regel binden, sondern seine Arbeiten jeweils den vorhandenen Umständen und Bedingungen möglichst entsprechend einzurichten suchen.

Will man z. B. die Kubikinhalte der Auf- und Abtragskörper zwischen den Profilen 1 und 2, Fig. 301, möglichst genau berechnen, so zerlegt man dieselben durch verticale mit der Achse parallele Ebenen in einzelne Stücke, welche sodann nach den Formeln (12) bis (21) kubirt werden können, wenn nur vorerst die verschiedenen Durchschnittslinien entweder durch Construction oder durch Berechnung in die Situation eingezeichnet sind. Die Körper a und k des Abtrags sind Pyramiden und berechnen sich nach Formel (21); desgleichen die Körper a′ und k′ des Auftrags.

Der Körper	b	des Abtrags	wird	berechnet	nach	Formel	(19)
„	c	„	„	„	„	„	(17)
„	d	„	„	„	„	„	(17)
„	e	„	„	„	„	„	(17)
„	f	„	„	„	„	„	(21)
„	g	„	„	„	„	„	(21)
„	h	„	„	„	„	„	(19)
„	i	„	„	„	„	„	(17)
„	b′	des Auftrags	wird	berechnet	nach	Formel	(17)
„	c′	„	„	„	„	„	(17)
„	d′	„	„	„	„	„	(17)
„	e′	„	„	„	„	„	(17)
„	f′	„	„	„	„	„	(18)
„	g′	„	„	„	„	„	(15a)

*) Annales des ponts et chaussées, 2. Serie 1846. p. 155.

Auf dieselbe Weise würde man für die Auf- und Abtragskörper zwischen den Profilen 2 und 3, 3 und 4 u. s. w. fortfahren und zuletzt die erhaltenen Resultate summiren.

Diese Berechnungsart würde man aber nur anwenden, wenn es sich um bedeutende Massen handelt, die auf größere Entfernungen transportirt werden müssen; für die Kubirung der Ab- und Aufträge eines Straßen- oder Eisenbahnkörpers genügt es gemeinhin, eine kürzere Rechnungsmethode zu verfolgen, wobei man hauptsächlich nur die Formel (11) $K = l \cdot \frac{q_0 + q_1}{2}$ anwendet. Man unterscheidet nämlich folgende Fälle:

1) Wenn die Straße ganz aus Ab- oder Auftrag für die zwei Profile besteht, so wird die Masse D des Abtrags oder R des Auftrags nach obiger Formel (11) bestimmt.

2) Wenn die Fläche q_0 des einen Profils ganz im Auftrag und diejenige q_1 des andern ganz im Abtrag wäre, so würde man die mittlere Entfernung der Durchschnittslinie des Auftrags mit dem Terrain bestimmen, und zwar nach der Formel:

$$d = \frac{l \cdot q_0}{q_0 + q_1}$$

der Kubikinhalt R des Auftrags wird alsdann:

$$R = q_0 \cdot \frac{d}{2} \tag{22}$$

der Kubikinhalt D des Abtrags dagegen:

$$D = q_1 \frac{l - d}{2}. \tag{23}$$

3) Wenn eines der Profile vollständig im Ab- oder Auftrag läge, und das andere theils Auf- theils Abtrag wäre, so würde man durch den Durchschnittspunkt der Terrainlinie mit dem Straßenprofil in dem letztern Profile eine mit der Straßenachse parallele Ebene legen; diese Ebene würde die zwischen beiden Profilen gelegenen Massen in zwei Theile theilen, wovon der eine nach Formel (11), der andere nach den Formeln (22) und (23) berechnet würde.

4) Wenn beide Profile, theils im Ab- theils im Auftrage liegen und die Ab- und Auftragsflächen correspondiren mit einander, wie dieß in Fig. 300 der Fall ist, so berechnet man die Kubikinhalte nach der Formel (11).

5) Wenn endlich die beiden Profile Auf- und Abtrag enthalten, und aber die Auf- und Abtragsflächen nicht correspondiren, wie in Fig. 301, dann kommen wieder die Formeln (22) und (23) in Anwendung.

Die Resultate der Rechnung sind in eine Tabelle einzutragen und man erhält für den Fall Fig. 301 folgende Anordnung:

Profil.	Bezeichnung der Körper.	Grundflächen der Körper.			Längen.	Kubikinhalt.		Bemerkungen.
		Partielle Breiten	Höhen	Quadr. Inhalte.		Abtrag	Auftrag	
		M.	M.	□M.	M.			
1.	Von q bis Q	3·1	1·3	4·03				
		0·16	2·55	0·41				
		0·7	2·25	2·57				
		1·0	1·9	1·90				
		3·0	1·75	5·25				
		3·0	0·75	2·25				
			q	16·41	8·75	143·58		$d=\frac{16{\cdot}41 \times 30}{16{\cdot}41+11{\cdot}7}=17{\cdot}5$
		3·0	1·1	3·30				
		1·0	2·1	2·10				
		3·0	1·5	4·50				
		3·0	0·6	1·80				$l-d=30-17{\cdot}5$ $=12{\cdot}5$
			Q	11·70	6·25		73·12	
	Dazu kommt noch	1	0·5	0·50				
		1	0·1	0·10				
				0·60	15·0		9·00	
	Von Q′ bis q′	1	0·5	0·50				
		1·3	0·4	0·52				
			Q′	1·02	3·3		3·36	$d=\frac{1{\cdot}02 \times 30}{1{\cdot}02+3{\cdot}73}=6{\cdot}6$
		0·5	0·7	0·35				
		0·25	0·65	0·41				
		0·24	1·95	0·47				
		2·50	1·00	2·50				$l-d=23{\cdot}4$
			q′	3·73	11·7	43·64		
					Summen	187·22	85·48	

[Die Berechnung eines Straßenkörpers von größerer Länge im Vortrage.]

§. 153.

c) Von dem Transport der Erde.

Wenn man von einem Abtrage irgend ein Massentheilchen Erde zu einem Auftrage bringt, so ist der Kostenaufwand für den Transport, Alles übrige gleich

gesetzt, dem Volumen desselben und dem Wege proportional, welchen dieser Massentheil zu durchlaufen hat.

Da nun der Kostenaufwand für den Transport des Abtrags der Summe der Produkte der einzelnen Massentheilchen in die durchlaufenen Wege proportional sein muß, so folgt, daß wenn Auftrag und Abtrag der Gestalt und Lage nach gegeben sind, es keineswegs gleichgültig seie, an welchen Ort des Auftrags irgend ein Theilchen des Abtrags gebracht werde, und daß es eine gewisse Vertheilung der Massentheile des letztern in dem Raume des erstern geben müsse, bei welcher die Summe jener Produkte, beziehungsweise der Kostenaufwand für den Erdtransport, ein Minimum wird.

Transport auf horizontaler Bahn.

Angenommen es handle sich um den Transport der beiden Massentheile a und b Fig. 322, Taf. XVIII., nach a, und b,, so gibt es zwei mögliche Richtungen aa, und bb, oder ab, und ba,. Da nun die Summe der letztern Wege größer ist, als die der erstern, so ist auch das erste System vorzuziehen und es folgt hieraus die Regel: daß sich die Transportwege nie kreuzen sollen.

Sollen zwei Massentheile a und b Fig. 323, nach den Punkten a, und b, gebracht werden, so wird man sogleich finden, daß a nach a, und b nach b, transportirt werden müsse; denn denkt man sich das Dreieck aba, um die Achse ab gedreht, so daß es nach aba,, zu liegen kommt, so sieht man, daß wenn man b nach a, und a nach b, bringen würde, die Summe der Wege größer wäre, denn ba,, + ab, > bb, + aa,, , oder da aa,, = aa, und ba,, = ba,; ba, + ab, > bb, + aa,. Würde der Punkt a, zufällig nach a,,, fallen, so müßte man b nach a,,, und a nach b, bringen, denn es ist ba,,, + ab, < aa,,, + bb, , weil ba,,, + a,,, b, = bb, und folglich, wenn zu beiden Seiten dieser Gleichung aa,,, addirt wird, aa,,, + ba,,, + a,,, b, = bb, + aa,,,; da nun aa,,, + a,,, b, > ab, so folgt ba,,, + ab, < bb, + aa,,, , was zu beweisen war.

Sollen die zwei Massentheile a und b, Fig. 324, nach den Punkten a, und b, gebracht werden, von denen der eine in der Richtung ab liegt, so findet der einfachste Transport statt, wenn b nach b, und a nach a, kommt, denn man hat: aa, < ab + ba, daher auch aa, + bb, < ab + ba, + bb, und folglich, da ab + bb, = ab, ist, aa, + bb, < ab, + ba,.

Nimmt man ferner an, es sollten die Massentheilchen einer Linie AB, Fig. 325, nach ab in Auftrag gebracht werden, und ab läge in derselben Linie mit AB, so würde man mit dem Massentheilchen bei A den Anfang machen und dasselbe nach b bringen; man müßte ferner den Abtrag von A gegen B, den Auftrag von b gegen a hin fortsetzen.

Denkt man sich die Massentheile von AB nach einem beliebigen Punkte C gebracht und von da in den Abtrag nach ab, so sind die Summen der Produkte der einzelnen Massentheile in ihre Wege bekanntlich gleich dem Produkt aus der ganzen Masse in den Abstand der Schwerpunkte des Auf- und Abtrags und es heißt daher dieser Abstand die mittlere Transportweite.

Hätte man ferner auf ein und derselben Linie die Massentheile von ab und a, b, Fig. 326, nach AB in Auftrag zu bringen, so müßte der Theil des Auftrags,

der a b zunächst liegt, auch von a b genommen werden, indem in jedem andern Falle die Wege sich kreuzten und folglich ein längerer Transport stattfinden müßte.

Wird ferner angenommen, daß die Massentheile einer Fläche F, Fig. 327, gleichförmig vertheilt sind, und auf eine gleich große Fläche F in Auftrag gebracht werden sollen, so ist der Transport auf folgende Art einzuleiten: man zieht die Secanten s s_1 s_2 ꝛc. so, daß auf den Flächen F und F_1 gleiche Stücke abgeschnitten werden; der zwischen zwei Secanten fallende Abtrag wird immer nach dem zwischen denselben Secanten liegenden Auftrag gebracht.

Hat der Transport über einen gegebenen Punkt O zu geschehen, Fig. 328, so verfährt man in ähnlicher Weise, indem man nur die Secanten von diesem Punkte ausgehen läßt.

Sind zwei feste Punkte O und O, Fig. 329, gegeben, über welche der Transport gehen muß, so kommt es darauf an, die Flächen F und F, in Segmente zu zertheilen, deren Massentheilchen durch die Punkte O und O, aus dem Abtrage F zu dem Auftrage F_1 gebracht werden sollen.

Angenommen ab und cd seien die Theilungskurven, so ist es ganz gleichgültig, ob man mit den Massentheilchen n, n_1 n_2 ꝛc., welche selbst auf der Linie liegen, über O oder O_1 geht; eben so verhält es sich mit den Theilchen m m, $m_{,,}$ ꝛc. Man hat daher zwei Reihen Gleichungen:

$$1.\left\{\begin{array}{l} nO + Om = nO, + O,m \\ n,O + Om = n,O, + O,m \\ n_{,,}O + Om = n_{,,}O, + O,m \\ \quad ꝛc. \qquad ꝛc. \end{array}\right. \quad \text{und} \quad 2.\left\{\begin{array}{l} nO + Om = nO, + O,m \\ nO + Om, = nO, + O,m, \\ nO + Om_{,,} = nO, + O,m_{,,} \\ \quad ꝛc. \qquad ꝛc. \end{array}\right.$$

Setzt man in die Gl. (1) $Om - O,m = K$ und
in die Gl. (2) $O,n - On = K$, so erhält man

$$\begin{array}{lcl} nO, - nO = K & \text{und} & mO - m\,O, = K \\ n,O, - n,O = K & & m,O - m,O, = K \\ n_{,,}O, - n_{,,}O = K & & m_{,,}O - m_{,,}O, = K \\ \quad ꝛc. & & \quad ꝛc. \end{array}$$

Die Differenzen der Fahrstrahlen sind also gleich einer constanten Größe, woraus folgt, daß die Kurven ab und cd Hyperbeln sind, deren Brennpunkte O und O, und deren Achsen aus der Bedingung bestimmt werden, daß die Segmente von F und F, einander gleich seien.

In allen Fällen, wo es sich um die Ermittlung des Transportpreises bei Erdförderungen handelt, ist die Hauptsache die Bestimmung der mittlern Transportweite; denn ist dieselbe = l, die Masse des im Schwerpunkte vereinigten Erdkörpers = m, der Preis des Transports für die Masseneinheit auf die Einheit der Förderungsweite = p, so hat man die Kosten der Förderung = lmp.

In der Praxis werden die Schwerpunkte der zu fördernden Erdmassen gewöhnlich annähernd bestimmt oder nur nach dem Augenmaße angenommen; die horizontale Entfernung der Schwerpunkte des Ab- und Auftrages gibt die mittlere Förderungsweite.

Bei einem Straßen-, Eisenbahn- oder Kanalprojekt, wobei man die Transportkosten genau ermitteln will, ist folgende graphische Methode zu em-

pfehlen*). Es seien 1, 2 und 3, Fig. 330, Taf. XVIII., drei aufeinander folgende Profile, zwischen denen die Transportweite der Erde zu berechnen wäre. Zu dem Ende zieht man eine unbestimmte Linie AB; auf dieser Linie nimmt man die Punkte a b c an, welche in Zwischenräumen von einander liegen, deren Größen mit den Entfernungen der Profile im Verhältnisse stehen. Aus den Punkten abc zieht man Senkrechte auf AB über und unter dieser Linie; auf diesen Senkrechten trägt man von AB aufwärts nach einem passenden Maßstabe Längen, welche mit den Abtragflächen der correspondirenden Profile im Verhältnisse stehen, und auf den gleichen Senkrechten, aber von AB abwärts Längen, die mit den Auftragsflächen der entsprechenden Profile im Verhältnisse stehen.

Die Kubikinhalte der Ab- und Aufträge werden somit durch die Flächeninhalte der gezeichneten Trapeze dargestellt. Zwischen den Profilen 2 und 3 geht der Abtrag in Auftrag über. Wenn man ci gleich dem Inhalte des Auftrags in Profil 3, welcher den Abtrag in Profil 2 correspondirt, annimmt, und die Linie fi zieht, so ist k der Punkt für die Durchschnittslinie vom Abtrag in Profil 2 zum Auftrag in Profil 3. Die Masse des Abtrags wird durch das Dreieck bkf, die des Auftrags durch das Dreieck cik dargestellt. Der andere Theil der Anschüttung, der zwischen den Profilen 2 und 3 liegt, wird durch das Trapez bchg dargestellt; die Länge hc entspricht dem Flächeninhalte des übrigen Theils der Auftragsfläche im Profile 3; der gesammte Auftrag zwischen 2 und 3 wird durch das Vieleck bcrpg dargestellt; indem das △ prh gleich ist mit dem △ kic. Wenn man nun am = ae und bn = bg nimmt, so sieht man, daß zwischen den Profilen 1 und 2 der Theil der Abgrabung ab nm dazu verwendet werden wird, den Auftrag ab ge zu bilden, ohne daß ein Transport nach der Länge der Straße nothwendig wird, daß aber der Rest des Abtrags mnfd zwischen die Profile 2 und 3 oder vielleicht noch weiter transportirt werden muß. Die Massen, welche sich ohne Längentransport ausgleichen, unterscheiden sich in der Figur durch ein schraffirtes Streifchen. Zwischen den Profilen 2 und 3 gibt die Abtragsfläche fbk einen Auftrag von der Fläche bko,g; es wird nämlich das Dreieck bok = bfk in das Viereck bko,g verwandelt. Es bleibt daher zwischen diesen Profilen ein Auftragsüberschuß, der durch die Figur kcrpo, dargestellt ist. Der Abtrag mnfd zwischen den Profilen 1 und 2 wird daher zum Auftrag zwischen die Profile 2 und 3 gebracht, woselbst er durch die Fläche krqpo, dargestellt ist. Bestimmt man also auf bekannte Weise die Schwerpunkte s und s, der Flächen mnfd zwischen 1 und 2, und krqpo, zwischen 2 und 3, so ist die mittlere Förderungsweite, welche bei dem Transport der Erde der Länge nach zurückgelegt werden muß, gleich dem Abstande dieser Schwerpunkte, auf AB gemessen.

Die Berechnung der Transportweite nach dieser Methode wird ziemlich kurz und für die Praxis sehr geeignet, wenn man die Figur nach einem größern Maßstabe zeichnet, die Längen mit dem Zirkel abmißt und die Schwerpunkte nur nach dem Augenmaße bestimmt. (Straßenbau Taf. III).

---

*) Vademecum für den pract. Ingenieur von Schubert etc. S. 465.

In der Praxis nimmt man öfters auch aus der Tabelle für die Kubikinhalte der Auf- und Abträge die Vertheilung des Materials vor, und ermittelt die Transportweite aus dem Längenprofile, indem man die Lage der Schwerpunkte ebenfalls nur nach dem Augenmaße annimmt.

Transport auf geneigter Bahn.

Es wird im Allgemeinen angenommen, daß der Erdtransport auf einer geneigten Bahn nur stattfinden kann, wenn dieselbe nicht mehr als $^1/_{12}$ Neigung hat. Ist daher eine Höhe H zu ersteigen, so muß man mindestens eine Auffahrt von 12 H Grundlinie durchfahren; in dem Falle Auf- und Abtrag nicht in dieser Entfernung von einander liegen, müßte man einen Weg annehmen, der aus zwei oder wenn nöthig aus mehreren Richtungen zusammengesetzt wäre; befände sich aber Auf- und Abtrag in einer größeren Entfernung als 12 H, so würde man annehmen, daß der Transportweg erst horizontal ginge und zwar bis zu einer schiefen Ebene mit $^1/_{12}$ Steigung, womit die ganze Höhe erstiegen werden müßte. Fig. 331.

Da der Transport auf einer geneigten Ebene offenbar mehr Arbeit erfordert als auf einer horizontalen, so wird angenommen, daß die Ersteigung der erstern von 20 Mtr. Grundlinie gleich kommt mit dem Transport auf der letztern von 30 Mtr. Länge, d. h. daß der Transport auf geneigter Bahn 1·5 Mal so viel kostet, als auf horizontalem Wege.

Die Kosten des Transports des Erdtheilchens m der Fläche F nach m, der Fläche F, werden demnach ausgedrückt durch:

$$p \,.\, m \left\{ mb + 18h \right\}.$$

Da nun $bc = 12h$ und $mb + bc = mc$ ist, so hat man:

$$p \,.\, m \left\{ mc + 6h \right\},$$

woraus hervorgeht, daß man die mittlere Transportweite erhält, wenn man zur horizontalen Entfernung beider Massen-Theile den sechsfachen Höhen-Unterschied addirt.

Die Förderung wird also nur dann am wenigsten kosten, wenn der Horizontaltransport auf dem kürzesten Wege geschieht und die frühern Regeln für denselben gehörig beachtet werden.

Hieraus ergeben sich die Transportkosten für ein Massentheilchen bei horizontalem oder geneigtem Transportwege; um nun einen Abtrag von bestimmter Form so in Auftrag zu bringen, daß die Summe der Transportwege ein Minimum wird, ist es erforderlich, alle Massentheile in einer bestimmten Ordnung vom Abtrage wegzunehmen und in den Auftrag zu verbringen.

Angenommen, es soll mit dem Abtrage abcd, Fig. 332, der Auftrag efgh gebildet werden, wobei vorausgesetzt wird, daß die anzuwendenden Transportmittel eine Steigung der Auffahrten von $^1/_{12}$ gestatten, so werden in der Regel die horizontalen Lagen des Abtrags im Auftrage ebenfalls schichtenweise abgelagert, und bedeutet daher H den Höhenabstand der Schwerpunkte des Gesammt-Auf-

und Abtrags, und setzt man voraus, daß etwa alle 20 Mtr. eine Auffahrt gebildet wird, so ist die mittlere Transportweite

$$de + 18H + 10 \text{ Mtr.}$$

Die Transportkosten sind daher:

$$pm \left\{ de + 18\,H + 10\,\text{Mtr.} \right\}.$$

In diesem Falle könnte man auch folgendes Verfahren einschlagen: Da die Kante d unverändert bleibt, so müssen alle Wege über dieselbe gehen; und wenn man eine Linie d k zieht mit $^1/_{12}$ Neigung, welche angibt, daß der Abtrag a k d zum Auftrage gebracht werden kann, ohne daß die Transportwege die Ebene des Profils verlassen, so wird man leicht begreifen, daß es am zweckmäßigsten ist, wenn der Abtrag nach horizontalen Lagen geschieht, wie dieß in der Figur angedeutet ist, denn wenn ein Theilchen a, nach d, gebracht würde, so müßte man von d_1 nach d eine Auffahrt mit $^1/_{12}$ Neigung anlegen, wodurch der Weg verlängert würde. Die Ablagerung der Massentheile im Auftrage geschieht ebenfalls in horizontalen Lagen und es versteht sich von selbst, daß man hierbei, um mit einem Theilchen von e nach e_1 zu kommen, ebenfalls eine Auffahrt von $^1/_{12}$ Neigung anlegen muß. Der Theil des Abtrags k b c d wird in Lagen, welche parallel mit k d gehen, bis an die Fläche c d gebracht, von hier aus wird er mit Auffahrten bis an die Kante d, alsdann horizontal bis e geschafft, und endlich von hier wieder mit Auffahrten in horizontalen Lagen im Auftrage abgelagert.

Die Transportkosten werden hier ausgedrückt: für den Theil a k d

$$m\,p\,(l + l_1 + 18\,h)$$

worin m die Masse des Abtrags a k d;

l die horizontale Entfernung des Schwerpunkts D von k d;

l_1 die horizontale Entfernung des Schwerpunkts D_1 des zugehörigen Auftrags von der Linie d f_1;

h der Verticalabstand der beiden Schwerpunkte D und D_1;

für den Theil h b c d hat man:

$$m_1\,p\,(l_{11} + 18\,h_1)$$

worin m_1 die Masse des Abtrags k b c d;

l_{11} die horizontale Entfernung des Schwerpunktes D_{11} des zugehörigen Auftrags von d f_1;

h_1 der Verticalabstand der Schwerpunkte des Ab- und Auftrags D_{111} und D_{11}.

Die Gesammtkosten sind daher:

$$p\,[m\,(l + l_1 + 18\,h) + m_1\,(l_{11} + 18\,h_1)].$$

Setzt man $m + m_1 = M$, und L die horizontale Entfernung des Schwerpunkts des Gesammtauftrags von d f_1, ferner H den Verticalabstand der beiden Schwerpunkte des Gesammt-Ab- und Auftrags, so hat man da

$$m\,l_1 + m_1\,l_{11} = M\,L \text{ und}$$

$$m\,h + m_1\,h_1 = M\,H$$

die Gesammtkosten gleich:

$$p\,[m\,l + M\,(L + 18\,H)].$$

Bei Straßen, Eisenbahnen und Kanälen ergibt sich meist durch die Vertheilung des Materials die Nothwendigkeit, dasselbe der Länge nach zu fördern, d. i. aus mehreren kleineren Abträgen einen Auftrag zu bilden. Hier kann man auf folgende Art eine mittlere Transportweite finden:

$D, D_{,}, D_{,,}$ 2c. seien die Abträge.

$R, R_{,}, R_{,,}$ 2c. seien die Aufträge.

In der Linie der Ab- und Aufträge werde ein Punkt angenommen, von welchem aus die Entfernungen d, d_1, d_2 2c. der Abträge, sowie die Entfernungen r, r_1, r_2 2c. der Aufträge gemessen werden können; die ganze Masse des Abtrags sei D_0, die Gesammtmasse des Auftrags sei R_0, so hat man die mittlere Transportweite des Abtrags von dem angenommenen Punkte

$$= \frac{D\,d + D_1 d_1 + D_2 d_2 + \text{2c.}}{D_0} = \lambda;$$

in gleicher Weise die mittlere Transportweite des Auftrags von dem gleichen Punkte $= \frac{R\,r + R_1 r_1 + R_2 r_2 \text{ 2c.}}{R_0} = \lambda^1$. Die gesuchte mittlere Transportweite ist demnach $= \lambda - \lambda^1$ und die Kosten des Transports sind $D_0 (\lambda - \lambda^1)\, p$.

2. Ausführung des Erdbaues.

§. 154.

a. Bildung des Abtrags.

Die Arbeiten des Abtrags bezwecken, den natürlichen Boden nach und nach auf eine gewisse Tiefe abzuheben; sie sind verschieden je nach der Größe des Zusammenhangs der einzelnen Theile des Bodens und werden abgetheilt in

α. Grabarbeiten — wenn man sich nur der Schaufel und Pickel bedient.

β. Brecharbeiten — wobei mechanische Mittel zur Trennung der einzelnen Theile, als Hebel, Keile 2c. nöthig sind.

γ. Sprengarbeiten — wobei man den Zusammenhang des Bodens durch die explodirende Kraft des Pulvers aufhebt.

α. Grabarbeiten.

Diese Arbeiten sind um so leichter auszuführen, je lockerer der Boden ist; der Arbeiter bedient sich nur der Schaufel oder des Spatens und wirft damit die Erde entweder unmittelbar zum Auftrag oder auf das zur Förderung bestimmte Fahrzeug.

Fig. 362, Taf. XIX. zeigt die in Deutschland gebräuchliche Schaufel.

Fig. 361 ist eine englische Schaufel; die Schaufelplatte hat die Form der deutschen Spate.

Ist der Boden so fest, daß er nicht gleich mit der Schaufel oder mit der Spate abgehoben werden kann, so wird er zuerst mit dem Pickel aufgelockert. Man unterscheidet: einfache Pickel, Kreuzpickel und Pickelhauen.

Die Fig. 358 zeigt den einfachen Pickel; die Fig. 359 stellt einen deutschen, Fig. 360 einen englischen Kreuzpickel dar. Die Fig. 357 zeigt die Pickelhaue.

Lockere Dammerde, Sand und Torf sind die einzigen Bodengattungen, die man überall mit der Schaufel oder dem Spaten graben kann. Man nimmt an, daß ein Arbeiter in einem Tage von 10 Arbeitsstunden 15·0 Kubikmtr. davon ausgraben und auf den Schubkarren laden kann. Nach Gauthey rechnet man für das Graben eines Kubikmeters:

Vegetabilische Erde	0·60	Stunden eines Erdarbeiters.
Gartenerde	0·90	
Thonboden	1·50	
Harte steinigte Erde	2·00	
Tuff	2·50	

Wenn bei den Erdarbeiten ein Mann hinreicht, um einen Schubkarren zu laden, während ein Anderer eine horizontale Station von 30 Mtr. durchlauft, so sagt man, die Erde ist einmännig; wenn ein Mann nicht zureicht und man auf zwei Führer zwei Schaufler und einen Pickler braucht, so ist die Erde $1\frac{1}{2}$-männig; so kann die Erde zwei- und dreimännig sein. Will man die Kategorie der Erde bestimmen, die man auszugraben hat, um daraus den Preis zu ermitteln, so läßt man eine gewisse Masse Erde auflockern, so daß sie mit der Schaufel geladen werden kann. Ist T die Zeit, welche der Pickler braucht und t die Zeit, welche der Schaufler zum Aufladen verwendet, so geht daraus hervor, daß $\frac{T}{t}$ die Anzahl der zur Beschäftigung eines Schauflers nöthigen Pickler ist; man muß daher $\frac{T}{t} + 1 = \frac{T + t}{t}$ Grabarbeiter aufstellen, um einen Führer fortwährend beschäftigen zu können, und die Erde ist demzufolge $T + t$ männig.

Bei der Bildung des Abtrags kommt es auch wesentlich darauf an, die Arbeiter zweckmäßig und in richtiger Entfernung aufzustellen. Eine zu große Entfernung der Arbeiter macht die Aufsicht schwieriger, bei einer zu kleinen Entfernung würden sie sich gegenseitig hindern. Eine Entfernung von 1·5—1·8 Mtr. wird erfahrungsgemäß für zweckdienlich gehalten.

Wird der Abtrag mit der Schaufel auf 3 bis 6 Mtr. Entfernung gefördert, so stellt man die Arbeiter in zwei Reihen; wird derselbe in die Höhe gefördert, so bildet man Stufen oder Absätze, worauf die Arbeiter stehen können.

Erfordert der Boden eine Auflockerung durch Pickler, so ist es am besten, man läßt sie gemeinschaftlich mit den Schauflern arbeiten; der Abstand der Arbeiter ist 5—6′ oder 1·5—1·8 Mtr.

Höhere Abträge werden lagenweise abgetragen, etwa in Lagen von 1·5—1·8 Mtr. Mächtigkeit. Hierbei werden schmale Einschnitte mit steilen Seitenwänden hergestellt, sodann die Wände etwas untergraben und die untergrabenen Theile mit dem Pickel oder Hebeisen herabgestoßen.

β. Brecharbeiten.

Die Brecharbeiten kommen nur bei der Wegräumung von lagerhaftem gespaltenen Felsen vor. Sehr zerklüftetes Gestein wird mit dem Pickel abgebrochen; bei weniger zerklüftetem Gestein bedient man sich der Brecheisen, Brechstangen, Keile und Steinschlegel. Alles lagerhafte Gestein wird bankweise abgebrochen

und man sucht dabei stets hinter den Stein zu kommen; sobald derselbe von allen Seiten frei ist, wird er auf seinem Lager fortgeschoben oder besser auf Walzen fortgerollt. Nach Gauthey braucht ein Arbeiter 5·1 Stunden, um 1 Kubikmtr. zu brechen; der Preis für einen Kubikmeter ist also 0·765 Fr.

γ. Sprengarbeiten.

Das aus größern Blöcken bestehende oder sehr compacte Gestein kann nur durch Sprengen mit Pulver gespalten werden. Es wird zu diesem Behufe mit einem Steinbohrer eine cylinderförmige Vertiefung in den Stein gemacht und diese zum Theil mit Pulver und zum Theil mit einem Besatze aus zerstoßenen Steinen oder Lehm, Sand ꝛc. ausgefüllt, und dieser letztere festgestampft. Durch die Entzündung des Pulvers wird eine Explosion verursacht, indem das Volumen des sich entwickelten Gases 1000 Mal so groß ist, als das des Pulvers, und der Stein zersprengt.

Von dem theoretischen Standpunkte aus ist über das Sprengen der Steine im Allgemeinen Folgendes zu erwähnen: Ist AB, Fig. 335, Taf. XVIII., das Bohrloch senkrecht auf der vorderen Fläche CD des Gesteins, und wird der Schuß eingesetzt und das Pulver entzündet, so wird in Folge der Explosion eine gewisse Masse von dem Gestein abgelöst und in Stücke zertrümmert; diese Masse nennt man den Minentrichter, da der vorbereitete Schuß eine Mine genannt wird. Eine andere Steinmasse wird nur erschüttert, sie bildet das Erschütterungsellypsoid.

Die Explosion erfolgt immer nach der Seite hin, wo der Abstand der Mine von der äußern Fläche CD am kleinsten ist, oder nach der kürzesten Widerstandslinie.

Der Minentrichter DKC hat die Form eines Umdrehungsparaboloids und es hat die Parabel ihren Brennpunkt in dem Mittelpunkt des Schusses bei B. Der Halbmesser des Minentrichters AC = AD ist gleich dem Abstande des Schußmittelpunktes von der Oberfläche. Nennt man diesen Abstand = t und ist π = 3·141, so hat man das Volumen des Minentrichters

$$= \frac{\pi t^3}{4} \left\{ \sqrt{2} + 1 \right\} = 1{\cdot}892\, t^3.$$

Hagen nimmt an, daß die Form des Minentrichters mit einem Kegel zusammenfalle, dessen Höhe gleich ist dem Abstande des Schusses von der Oberfläche und dessen Basis ungefähr jene Höhe zum Radius hat. Diese Annahme gibt indeß das Volumen des Minentrichters zu klein, und es scheint angemessener, die Höhe des Kegels dem Abstande des Schußmittelpunktes von der Oberfläche gleichzusetzen, da alsdann das Volumen des Minentrichters = 1·05 t^3 wird, während die Erfahrungen, welche bei den Sprengarbeiten in festem Jurafels am Isteiner Klotz gemacht wurden, das Volumen 1·074 t^3 gegeben haben.

Was das Volumen des Erschütterungsellypsoides AGFH betrifft, so ist dasselbe $\frac{8}{3}\pi t^3$ = 8·37 t^3, indem die halbe kleine Achse der Ellypse = t, die halbe große Achse dagegen = 2 t gesetzt werden kann. Nach den wenig bekannt gewordenen Erfahrungen über die erforderlichen Pulvermengen kann man nicht

erwarten, sogleich das richtige Maß zu treffen. Es ist immer vortheilhafter, etwas zu viel, als zu wenig Pulver zu gebrauchen, weil im letzten Falle der Schuß gar keine Wirkung äußert. In jedem Falle ist es rathsam, beim Beginne größerer Sprengungsarbeiten durch Versuche einen sichern Maßstab in Betreff der Pulvermenge sich zu bilden. Für Bohrlöcher von gleicher Weite, aber verschiedener Tiefe, verhalten sich die Pulvermengen wie die dritten Potenzen der Abstände des Schusses von der äußern Fläche des Gesteins.

Bezüglich der Ausführung der Sprengarbeiten im Trocknen ist Folgendes zu bemerken: Zu dem Bohren der Löcher bedient man sich in der Regel der Meißelbohrer, welche eine angestählte Schneide haben. Sie werden in ein-, zwei- und dreimännige getheilt; mit ersteren bohrt ein einziger Arbeiter, indem er mit einer Hand den Bohrer hält und mit der andern den Schlegel führt; den zweimännigen dreht ein Arbeiter und ein zweiter schlägt zu, während bei dem dreimännigen zwei Arbeiter abwechselnd zuschlagen. Mit dem einmännigen Bohrer werden 0·03 Mtr. weite und 0·5 — 0·6 Mtr. tiefe, mit dem zwei- und dreimännigen 0·05 — 0·06 Mtr. weite und 0·6—0·9 Mtr. tiefe Löcher gebohrt.

Die Lage und Tiefe der Bohrlöcher hängt von der äußern Gestaltung, Struktur und Festigkeit des Gesteins ab. Hat das Bohrloch seine richtige Tiefe erreicht, so wird das Steinmehl mit dem Raumlöffel, Taf. XIV., Fig. 259, entfernt und der Schuß eingesetzt. Am besten ist es, das Pulver in einer Patrone einzusetzen, welche gewöhnlich den vierten bis dritten Theil der Tiefe des Bohrloches zur Höhe hat, und auf dieselbe ein dünnes Klötzchen von weichem Holze oder eine Pappenscheibe zu bringen, um die Gefahr einer zu frühen Entzündung zu vermeiden. Bevor man nun den Besatz eintragen kann, wird die aus Kupfer oder Messing angefertigte Raumnadel in das Pulver herabgestoßen, damit nach gehörigem Feststampfen des Besatzes mit dem Ladestock und durch das Wiederausziehen der Raumnadel eine röhrenförmige Höhlung zurückbleibt, durch welche die Entzündung des Pulvers bewerkstelligt werden kann. In Steinbrüchen setzt man in der Regel in jene Höhlung eine im Innern mit aufgelöstem Pulver überzogene Schilfröhre oder füllt dieselbe ganz mit feinerm Pulver an und legt alsdann ein Stückchen brennenden Zunder auf. Statt den Schilfröhren bedient man sich auch der aus Papier gefertigten Trichterchen oder Raketchen, die ebenfalls in Pulver getränkt sind. Mittelst eines Schwefelfadens kann von größerer Entfernung aus eine Entzündung des Pulvers ebenfalls herbeigeführt werden.

§. 155.

b. Förderung der Erde.

Der Abtrag muß immer auf eine gewisse Entfernung zum Auftrage gefördert werden.

Die Art und Weise der Förderung, sowie die anzuwendenden Förderungsmittel, richten sich nicht allein nach der Beschaffenheit und Länge des zu durchlaufenden Weges, sondern auch nach der Masse des Abtrags, welcher gefördert werden soll.

Der Transport der Erde geschieht auf folgende Arten:

1. durch Werfen mit der Schaufel,

2. mit dem Schiebkarren,
3. „ „ Roll- oder Handkarren,
4. „ „ Wipp- oder Sturzkarren,
5. „ vierrädrigen Wagen,
6. „ dem Haspel,
7. „ „ Nachen,
8. auf Dienstbahnen mit Pferden oder Locomotiven.

Ueberdieß gibt es noch Förderungen mit künstlichen Einrichtungen, wie die Förderung mit Schubkarren auf schiefen Ebenen u. a. m. Die am meisten in Anwendung kommenden Förderungskräfte sind die der Menschen und Pferde; in manchen Fällen ist auch die Wasser oder Dampfkraft vortheilhaft.

Im Allgemeinen geschieht die Förderung in horizontaler, geneigter und verticaler Richtung, je nachdem es die localen Verhältnisse bedingen.

Bei mehreren Förderungsarten, insbesondere bei der Förderung durch Werfen mit der Schaufel und mit dem Schiebkarren auf größere Entfernungen, werden sogenannte Wechsel eingerichtet, d. h. es werden in bestimmten Entfernungen auf der Förderungslinie Punkte angenommen, bis wohin ein Arbeiter die Erde fördert, sodann ein Anderer die Weiterförderung übernimmt.

ad 1. Förderung durch Werfen mit der Schaufel.

Die Arbeit wird ausgeführt, indem der Arbeiter die aufgelockerte Erde mit der Schaufel aufhebt und fortwirft. Bei horizontaler Förderung kann ein Arbeiter 2·0 bis 3 Mtr. weit werfen; ist aber die Förderungslinie vertical, so dürfen nur 1·2 bis 1·8 Mtr. angenommen werden. Ist die Erde weiter zu fördern, so bildet man einen oder mehrere Wechsel. Die Anzahl der Arbeiter am Wechsel ist gleich der Anzahl Schaufler am Abtrag.

Nach der Erfahrung ist die Förderung mit der Schaufel nur noch vortheilhaft, wenn nicht mehr als ein Wechsel erforderlich ist.

In leichtem Boden kann ein Arbeiter täglich 15 Kubikmtr. mit der Schaufel laden oder auf 3 Mtr.*) Weite werfen; in festem Kies kann man nur 12 bis 13 Kubikmtr. rechnen.

ad 2. Förderung mit dem Schiebkarren.

Der Schiebkarren ist ein Fahrzeug mit einem Rad, welches durch den Druck eines Arbeiters fortbewegt wird. Die Construction desselben kann verschieden sein, muß aber folgenden Bedingungen entsprechen:

1) Der Schwerpunkt des beladenen Karrens soll über der Ebene liegen, welche durch den Angriffspunkt der Kraft und die Radachse geht.

2) Der Schwerpunkt soll dem Mittelpunkte des Rades so nahe wie möglich gebracht werden, damit letzterem der größere Theil der Last übertragen wird.

3) Der Durchmesser des Rades soll so groß sein, daß die Richtung der Kraft mit dem Boden, worauf sich der Karren bewegt, keinen zu großen Winkel bildet.

*) Nach Gauthey erfordert das Werfen mit der Schaufel für einen K.-Mtr.

Gartenerde, Sand	0·65	Stunden eines Erdarbeiters.
Feste Erde, Thon	0·75	
Schlamm-Boden	0·8	

Die Fig. 363, Taf. XIX., zeigt die Construction eines gewöhnlichen Schiebkarrens.

Die Fig. 364 stellt einen Karren dar, wie er in England gebräuchlich ist.

Die Fig. 365 zeigt einen Steinkarren.

Die Schiebkarren haben gewöhnlich ein Ladvermögen von 0·03 Kubikmtr., doch gibt es auch solche, die 0·05 Kubikmtr. Erde fassen.

Die Förderung mit Schiebkarren wird entweder so eingerichtet, daß die Schieber zugleich Lader sind, oder so, daß für jede Förderungslinie eines Karrens ein besonderer Lader angestellt wird; in dem letzten Falle ist die Anordnung so zu treffen, daß der Lader stets beschäftigt bleibt. Es bedingt dieß entweder die Einrichtung von Wechselstationen, wobei die Länge des Wegs von einem Wechsel zum andern so bestimmt wird, daß die Zeit zum Hin- und Herfahren genau gleichkommt mit der Zeit zum Laden, oder wenn die Schaufler in einer Reihe nebeneinander aufgestellt werden können, indem man die leeren Karren an denselben vorbei führt und sie während ihrer Fortbewegung geladen werden.

Wenn keine Wechsel eingerichtet werden, so sei:

k das Ladvermögen des Karrens,

Q die Erdmasse, welche ein Arbeiter in einem Tage à 10 Stunden laden kann,

u der Weg, den ein Schieber in einem Tage zurücklegt,

T die tägliche Arbeitszeit in Stunden,

z die Zeit zum Leeren und Umkehren der Karren in Stunden,

L die Transportweite,

so hat man die Zeit zum Hin- und Hergehen des Karrens

$$\frac{2\,L\,.\,T}{u}$$

Die Zeit zum Aufladen, Abladen und Umkehren des Karrens ist:

$$\frac{TK}{Q} + z; \text{ folglich die ganze Zeit:}$$

$\frac{2\,L\,T}{u} + \frac{TK}{Q} + z$; und in Tagsschichten für einen Kubikmtr.:

$$\frac{1}{TK}\left\{\frac{2\,L\,T}{u} + \frac{TK}{Q} + z\right\}.$$

Ist daher der Lohn für einen Arbeiter per Tag $= p$, so kostet der Kubikmeter auf die Länge L zu transportiren:

$$\frac{p}{TK}\left\{\frac{2\,L\,T}{u} + \frac{TK}{Q} + z\right\}.$$

Für $K = 0{\cdot}03$ Kubikmtr.; $Q = 15$ Kubikmtr.; $u = 30000$ Mtr. $T = 10$ Stunden wird $\frac{TK}{Q} = 0{\cdot}02$ Stunden.

$$z \text{ ist } 0{\cdot}0125 \text{ Std., daher: } \frac{TK}{Q} + z = 0{\cdot}0325 \text{ Std.}$$

Der tägliche Lohn für einen Arbeiter sei 1 Franc 50 Cent.; so hat man den Preis für einen Kubikmtr.:

$$\frac{1{\cdot}5}{10.0{\cdot}03}\left\{\frac{2\,.\,L\,.\,10}{30000} + 0{\cdot}0325\right\} = 0{\cdot}00333\,L + 0{\cdot}1625 \quad \text{Fr.} \quad \text{Fr.} \qquad (1)$$

Für L = 10 Mtr. kostet 1 Kubikmtr. 0·195 Fr.
„ L = 20 „ „ 1 „ 0·228 Fr.
„ L = 30 „ „ 1 „ 0·261 Fr.
„ L = 40 „ „ 1 „ 0·295 Fr.
„ L = 50 „ „ 1 „ 0·328 Fr.
„ L = 60 „ „ 1 „ 0·362 Fr. &c.

Werden Wechsel eingerichtet, so handelt es sich vor Allem darum, die Länge der einzelnen Stationen zu bestimmen.

Die einzelnen Stationen werden aber nicht gleiche Länge haben, sondern es wird die letzte kleiner sein wie die übrigen, da die Zeit für das Abladen und Umkehren der Karren berücksichtigt werden muß, während bei den übrigen Stationen nur die Zeit für das Hin- und Hergehen in Betracht kommt.

Zur Bestimmung der Länge der letzten Station hat man die Gleichung:

$$\frac{2\,L\,T}{u} + z = \frac{T\,K}{Q}; \text{ daher}$$

$$L = \left(\frac{TK}{Q} - z\right)\frac{u}{2\,T} \text{ und}$$

$$K = \left(\frac{2\,L\,T}{u} + z\right)\frac{Q}{T}$$

Für Q = 15 Kubikmtr.; T = 10 St.; K = 0·03 Kubikmtr.; u = 30000 Mtr.; z = 0·0125 Std. wird

$$L = 11{\cdot}25 \text{ Mtr.}$$

Wollte man die Länge der Station 30 Mtr. machen, so müßte das Ladvermögen K = 0·048 Kubikmtr. betragen.

Zur Bestimmung der Länge der übrigen Stationen hat man die Gleichung:

$$\frac{2\,L\,T}{u} = \frac{T\,K}{Q} \text{ und daher:}$$

$$L = \frac{K\,u}{2\,Q} \text{ und}$$

$$K = \frac{2\,L\,Q}{u}.$$

Für K = 0·03; u = 30000; Q = 15 wird L = 30 Mtr. Wollte man der Station statt 30, 50 Mtr. Länge geben, so müßte $K = \frac{2.50.15}{30000}$ = 0·05 Kubikmtr. sein.

Ist die Transportweite 30 Mtr. und das Ladvermögen der Karren beträgt 0·048 Kubikmtr., so bestimmt sich der Preis für einen Kubikmtr. bei einem Taglohn von 1·50 Fr. $\frac{2 \times 1{\cdot}50 \text{ Fr.}}{15} = 0.2$ Fr.

Angenommen die Entfernung L wird in n Stationen abgetheilt, so braucht man n + 1 Karren und n + 1 Taglöhner, nämlich n Schieber und 1 Lader.

Die Kosten für einen Arbeiter seien p, so hat man den Preis eines Kubikmtrs.

$$\frac{p(n+1)}{Q}$$

Für L = 41·2 Mtr., Q = 15; K = 0·03; p = 1 Fr. 50 wird n = 2, daher der Preis für einen Kubikmtr. $\frac{1{\cdot}5\ (2+1)}{15} = 0{\cdot}3$ Fr.; für L = 71·2 Mtr. wäre n = 3, daher der Preis für 1 Kubikmtr. = 0·4 Fr.; für L = 101·2 Mtr. erhält man 0·5 Fr.; für L = 131·2, 0·6 Fr. ꝛc.

Die gewöhnlich angenommene Entfernung für Schiebkarrenförderung ist 30 Mtr. oder 100 Fuß, und diese erscheint auch für die Arbeit am zweckmäßigsten.

Die oben angegebenen Formeln setzen einen horizontalen Weg voraus; ist daher die Erde auf eine Höhe H zu fördern, so bestimmt sich der Preis für einen Kubikmtr. wie folgt: Um die Höhe H auf dem kürzesten Wege zu ersteigen, wird eine Rampe von $^1/_{12}$ Steigung oder etwa 8·% Gefälle angelegt; bei Ersteigung dieser Rampe legt der Schieber aber nur $^2/_3$ des Weges zurück, den er auf horizontalem Boden zurücklegen würde. Bezeichnet daher allgemein

i die Steigung der Rampe oder die Tangente des Steigungswinkels, so hat man die Kosten für die Förderung eines Kubikmtrs.

$$\frac{p}{TK}\left\{\frac{TK}{Q} + z + \frac{2TH}{i\,.\,\frac{2}{3}\,.\,u}\right\},$$ weil die

Länge des Wegs $L = \frac{H}{i}$ ist.

Für das Maximum der Steigung oder $i = \frac{1}{12}$, T = 10, K = 0·03; u = 30000, Q = 15, z = 0·0125 Std. p = 1·5 Fr. erhält man den Preis eines K.-Mtrs.

$$0{\cdot}06\,H \text{ Fr.} + 0{\cdot}1625 \text{ Fr.}$$

Da nun $H = \frac{L}{12}$ ist, so wäre der Preis auch:

$$0{\cdot}005\,L \text{ Fr.} + 0{\cdot}1625 \text{ Fr.} \qquad (2)$$

Die Mehrkosten betragen daher bei der Förderung auf Rampen von $^1/_{12}$ Steigung 0·0017 L Fr.

Bei der Förderung der Erde aus tiefen Einschnitten oder überhaupt auf steilen Böschungen hat man sich schon mit Vortheil der Schiebkarren bedient, indem man immer je 2 derselben auf schiefe mit der Böschung parallel laufende und etwas von einander entfernte Ebenen oder Bahnen stellte, an deren obern Enden verticale Pfosten aufgerichtet waren. Jeder Pfosten erhielt 2 Rollen, eine in einem Abstande von etwa 1 Mtr. von dem Boden, die andere an dem obern Ende. War nun der eine Karren am Fuße seiner Bahn, so mußte der andere am Ende der andern Bahn angekommen sein. Man vereinigte daher beide Karren in dieser Stellung durch ein über sämmtliche Rollen laufendes Tau

und ließ dasselbe durch ein Pferd, welches man an dem über die beiden untern Rollen gehenden Theile des Taues anspannte, hin- und herziehen.

Eine ähnliche Einrichtung hat man bei verticaler Förderung, welche insbesondere bei dem Baue der Erdwerke für Festungen vorzukommen pflegt. Es werden zwei starke Richtbäume mit Rollen aufgestellt. Ueber sämmtliche Rollen geht ein Tau, an dessen Ende die Karren befestigt sind. Das Tau wird durch ein Pferd fortwährend hin- und hergezogen, so daß wenn der beladene Karren aufsteigt, der entleerte herabkommt. Der geregelte Betrieb erfordert 6 Karren, 2 die immer unterwegs sind, 2 zum Abtrage und 2 zum Auftrage.

ad 3. Förderung mit Roll- oder Handkarren.

Die Handkarren sind zweiräderige Fahrzeuge, welche von 2 oder 3 Arbeitern fortbewegt werden. Ihre Construction ist aus der Zeichnung Taf. XIX. Fig. 365 ersichtlich. Das Ladvermögen eines Handkarrens ist gewöhnlich 0·2 K.-Mtr. Die Förderung mit Handkarren unterliegt im Wesentlichen denselben Bedingungen, wie die Förderung mit Schiebkarren. Es können für größere Entfernungen ebenfalls Wechsel eingerichtet werden, dabei muß jedoch der letzte Wechsel wegen dem Zeitverlust durch das Abladen kleiner sein, wie die übrigen.

Ohne Einrichtung von Wechsel findet man den Preis für einen K.-Mtr. auf die Weite L, in der Voraussetzung, daß n Arbeiter zum Laden und Schieben des Karrens verwendet werden und mit Beibehaltung der früheren Bezeichnungen, wie folgt:

Die Zeit zum Laden ist $\frac{TK}{nQ}$.

Die Zeit zum Hin- und Hergehen auf die Länge L, $\frac{2LT}{u}$.

Die Zeit zum Abladen, Umkehren und Ingangbringen des Karrens sei z, so hat man die ganze Zeit in Tagesschichten für einen K.-Mtr.

$$\frac{1}{TK}\left\{\frac{TK}{nQ}+\frac{2LT}{u}+z\right\}.$$

Ist der Lohn eines Arbeiters = p, so kostet ein K.-Mtr.

$$\frac{np}{TK}\left\{\frac{TK}{nQ}+\frac{2LT}{u}+z\right\}.$$

Für n = 3, T = 10 Std., K = 0·2 K.-Mtr., Q = 15 K.-Mtr., u = 30000 Mtr., z = 0·066 Std., p = 1·50 Fr. hat man den Preis für einen K.-Mtr.

$$= \overset{\text{Fr.}}{0{\cdot}2475} + \overset{\text{Fr.}}{0{\cdot}00148}\,.\,L. \qquad (3)$$

Für L = 10	Mtr.	kostet	1	Kubikmtr.	0·2623	Fr.
„ L = 20	„	„	1	„	0·2771	Fr.
„ L = 30	„	„	1	„	0·2919	Fr.
„ L = 40	„	„	1	„	0·3067	Fr.
„ L = 50	„	„	1	„	0·3215	Fr.
„ L = 60	„	„	1	„	0·3363	Fr.
„ L = 100	„	„	1	„	0·3950	Fr.

Bei 50 Mtr. Entfernung kommt daher der Transport mit Handkarren billiger, wie der mit Schiebkarren.

Werden Wechsel eingerichtet, und wird angenommen, daß an dem Abtrage ein Lader ständig beschäftigt sein soll, daß ferner der Karren von 2 Arbeitern geschoben wird, so ergibt sich die Länge der letzten Station aus der Gleichung:

$$\frac{TK}{Q} = \frac{2LT}{u} + z \text{ und}$$

$$L = \frac{u}{2T}\left(\frac{TK}{Q} - z\right), \text{ nämlich}$$

$$L = \frac{30000}{20}\left(\frac{10 \cdot 02}{15} - 0 \cdot 066\right) = 100 \text{ Mtr.}$$

Die Länge einer andern Station ergibt sich aus der Gleichung:

$$\frac{TK}{Q} = \frac{2LT}{u} \text{ woraus } L = \frac{uK}{2Q}$$

$$\text{nämlich } L = \frac{30000 \,.\, 0 \cdot 2}{2 \,.\, 15} = 200 \text{ Mtr.}$$

Bei n Stationen sind n + 1 Karren erforderlich und die Anzahl der nöthigen Taglöhner ist 2 n + 1; ist daher der Lohn eines Arbeiters für einen Tag = p, so kostet ein K.-Mtr. $p\,\frac{(2n+1)}{Q}$.

Für n = 1; also L = 100 Mtr. wird der Preis eines Kubikmtrs. für p = 1·50 Fr. und Q = 15 Kubikmtr. $1 \cdot 5\,\frac{(2+1)}{15} = 0 \cdot 3$ Fr.

Für n = 2; L = 300 wird der Preis für 1 K.-Mtr. = 0·5 Fr; für n = 3, L = 500 erhält man 0·7 Fr.; für n = 4; L = 700, 0·9 Fr. ꝛc.

Auf 100 Mtr. Entfernung kommt der Transport mit Handkarren, bei Anwendung von Wechsel, weniger theuer wie bei den Schiebkarren, und es nimmt der Vortheil des Handkarrens mit der Entfernung zu.

Für Entfernungen, die weniger als 100 Mtr. betragen, bedient man sich der Handkarren nicht.

Hat man Quader zu fördern, so hat der Karren die Construction Fig. 366 und 366 a.

ad 4. Förderung mit Wippkarren.

Die Wipp- oder Sturzkarren sind zweirädrige Fahrzeuge, welche von einem Pferde gezogen werden; ihre Construction ist ähnlich wie die der Handkarren und weicht hauptsächlich nur darin ab, daß der Kasten zum Umkippen eingerichtet ist. Fig. 367, 367 a und 367 b.

Das Ladvermögen eines Wippkarren ist 0·4 bis 0·5 K.-Mtr.

Der Preis für einen K.-Mtr. bestimmt sich für den Fall, daß keine Wechsel eingerichtet werden, und wenn

n die Anzahl Taglöhner (incl. des Fuhrmanns);

T, die Arbeitszeit für einen Tag bedeuten, wie folgt:

$$\frac{TK}{nQ}$$

Die Zeit zum Hin- und Hergehen auf die Länge L ist:

$$\frac{2LT_{,}}{u}.$$

Die Zeit zum Abladen, Umkehren und Ingangbringen sei $z = 0{\cdot}033$ Std., so hat man die ganze Zeit in Tagesschichten zur Förderung eines K.-Mtrs.

$$\frac{1}{T_{,}K}\left\{\frac{TK}{nQ} + \frac{2LT_{,}}{u} + 0{\cdot}033\right\}.$$

Sind die Kosten für 1 Pferd sammt Fuhrmann und Taglöhner $= p^{\prime}$, so hat man den Preis für einen K.-Mtr.

$$\frac{p_{1}}{T_{,}K}\left\{\frac{TK}{nQ} + \frac{2LT_{,}}{u} + 0{\cdot}033\right\}.$$

Wenn an dem Abtrage 1 Lader steht, so hat man $n = 2$ zu setzen; da der Fuhrmann ebenfalls mit aufladen hilft:

Für ein Pferd mit Fuhrmann werden	6	Fr.
Für den Lader	1·5	„
also zusammen	7·5	Fr.

gesetzt, daher $p_{,} = 7{\cdot}5$; $T_{,} = 9$ Std.; $T = 10$ Std.; $K = 0{\cdot}4$; $u = 30000$ Mtr.; $Q = 15$ K.-Mtr.

Der Preis für einen K.-Mtr. ist daher:

$$= \frac{7{\cdot}5}{9\,.\,0{\cdot}4}\left\{0{\cdot}1333 + 0{\cdot}0006\,L + 0{\cdot}033\right\}.$$

$$= \overset{\text{Fr.}}{0{\cdot}345} + \overset{\text{Fr.}}{0{\cdot}001248}\,L. \qquad (4)$$

Für L =	100	Mtr. wird der Preis eines Kubik-Mtrs.	= 0·469
„ L =	200	„ „ „ „ „	= 0·594
„ L =	300	„ „ „ „ „	= 0·719
„ L =	400	„ „ „ „ „	= 0·844
„ L =	500	„ „ „ „ „	= 0·969
„ L =	600	„ „ „ „ „	= 1·093.

Diese Art der Förderung hat den Nachtheil, daß der Lader am Abtrage während der Zeit des Hin- und Hergehens des Karrens müßig steht; sie wird nur dann gerechtfertigt erscheinen, wenn der abzutragende Boden mit dem Pickel aufgelockert werden muß, somit der Lader in der Zwischenzeit Pickler ist. Wenn angenommen wird, daß der Boden schon aufgelockert ist, so werden am besten wieder Wechsel eingerichtet.

Die Länge der letzten Station ergibt sich aus der Gleichung:

$$\frac{TK}{nQ} = \frac{2LT_{,}}{u} + z$$

$$L = \left(\frac{TK}{nQ} - z\right)\cdot\frac{u}{2T_{,}}.$$

Für $T = 10$ St.; $T_{,} = 9$ St.; $n = 1$; $Q = 15$ K.-Mtr.; $K = 0{\cdot}4$ K.-Mtr.; $u = 30000$ Mtr.; $z = 0{\cdot}033$ St. wird

$$L = 388{\cdot}3 \text{ Mtr.}$$

Die Länge einer vorhergehenden Station ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$\frac{TK}{nQ} = \frac{2LT_1}{u} + z_1 ;$$ wo z_1 die Zeit für das Umspannen der Pferde = 0·01 Std. bedeutet. Es ist also:

$$L = \left(\frac{TK}{nQ} - z_1\right)\frac{u}{2T_1}.$$

Durch Substitution obiger Werthe erhält man:

L = 426·6 Mtr.

Ist die Anzahl der Stationen gleich n, so sind n + 1 Karren und n Pferde mit Führer nöthig; da nun stets angenommen wurde, daß ein Lader am Abtrage steht, so ist die Gesammtzahl der Arbeiter n + 1. Betragen daher die Kosten für Pferde und Arbeiter täglich p_1 Fr., so ist der Preis für einen Kubikmeter

$$\frac{p_1}{Q}.$$

Für n = 1 ist L = 388·3 Mtr.; die Kosten für 1 Pferd sammt Führer sind . . . 6 Fr.,
1 Arbeiter am Abtrag . . . . 1·5 „

p_1 = 7·5 Fr.

Q = 15 K.-M., also Kosten für einen Kubikmeter $\frac{7 \cdot 5}{15} = 0 \cdot 5$ Fr.

Für n = 2 ist L = 426·6 + 388·3 = 814·9 Mtr.
Die Kosten für 2 Pferde sammt Führer . . . . 12 Fr.
„ „ „ 1 Lader . . . . 1·5 „

p_1 = 13·5 Fr.

Daher Preis 1 K.-Mtr. $\frac{13 \cdot 5}{15} = 0 \cdot 90$ Fr.

Für n = 3	oder L =	1241·5	Mtr. erhält man	. . . .	1·3 Fr.
„ n = 4	„ L =	1668·1	„ „ „	. . . .	1·7 „
„ n = 5	„ L =	2094·7	„ „ „	. . . .	2·1 „
„ n = 6	„ L =	2521·3	„ „ „	. . . .	2·5 „
„ n = 7	„ L =	2947·9	„ „ „	. . . .	2·9 „
„ n = 8	„ L =	3374·5	„ „ „	. . . .	3·3 „ ꝛc.

Werden an dem Abtrage zwei Lader angestellt, so ist die Länge der letzten Station 166·6 Mtr.; die Länge einer vorhergehenden Station wird hingegen 205·5 Mtr.

Für n = 1 ist L = 166·6 Mtr.; die Kosten per Tag sind 9 Fr.; daher der Preis eines Kubikmeters $\frac{9}{2 \cdot 15} = 0 \cdot 3$ Fr.

Für n = 2, L = 372·1 Mtr. ist p_1 = 15 Fr.; daher Preis eines Kubikmeters $\frac{15}{2 \cdot 15} = 0 \cdot 5$ Fr.

Für n = 3, L = 577·6 Mtr. ist p_1 = 21 Fr.; daher Preis eines Kubikmeters = 0·7 Fr.

Für n = 4, L = 783·1 Mtr. ist p, = 27 Fr.; daher Preis eines K.-Mtr. = 0·9 Fr.

Für n = 5,	L = 988·6	Mtr. erhält man	. . . . .	1·1 Fr.
„ n = 6,	L = 1194·1	„ „ „	. . . . .	1·3 „
„ n = 7,	L = 1399·6	„ „ „	. . . . .	1·5 „
„ n = 8,	L = 1605·0	„ „ „	. . . . .	1·7 „
„ n = 9,	L = 1810·6	„ „ „	. . . . .	1·9 „
„ n = 10,	L = 2016·1	„ „ „	. . . . .	2·1 „ ꝛc.

Diese Anordnung mit zwei Ladern am Abtrage ist demnach gleich vortheil-ıft, wie die vorige, wo nur ein Lader angenommen wurde.

Für den Transport mit Wippkarren ohne Wechsel und zwei Ladern am Ab-ıge hat man den Preis für einen Kubikmeter

$$= \overset{\text{Fr.}}{0{\cdot}3025} + \overset{\text{Fr.}}{0{\cdot}0015}\ L \quad \text{Fr.} \qquad (5)$$

		Fr.
Für L = 100	Mtr. wird der Preis für 1 K.-Mtr.	= 0·452
„ L = 200	„ „ „ „ „ „ „	= 0·602
„ L = 300	„ „ „ „ „ „ „	= 0·752
„ L = 400	„ „ „ „ „ „ „	= 0·902
„ L = 500	„ „ „ „ „ „ „	= 1·052
„ L = 600	„ „ „ „ „ „ „	= 1·202 ꝛc.

Man sieht hieraus, daß diese Anordnung nur bis zu 100 Mtr. Entfernung ›rtheilhafter ist, wie in dem Falle, wenn nur 1 Lader am Abtrage steht.

Vergleicht man die Wippkarrenförderung mit der Handkarrenförderung, setzt ſo die Formeln (4) und (3) einander gleich, so findet man, daß für die Trans-ortweite von 408 Mtr. der Preis für einen Kubikmeter der gleiche ist. Eine ›ergleichung der Wippkarrenförderung mit der Schiebkarrenförderung führt dahin, aß bei 90 Mtr. Entfernung die Preise gleich sind. Die Handkarrenförderung, ›erglichen mit der Schiebkarrenförderung, gibt schon bei 46 Mtr. Entfernung leiche Preise für den Kubikmeter.

Bei dem Karrentransport dürfen die Rampen oder Auffahrten höchstens eine ›eigung von 1 : 20 oder 5 % haben, und man nimmt eine horizontale Station on 30 Mtr. gleichgeltend mit einer Auffahrtslänge von 20 Mtr. Grundlinie an.

ad 5. Förderung mit vierrädrigen Wagen.

Die Construction dieser Wagen wird als bekannt vorausgesetzt. Ihre An-›endung gewährt die Vortheile, daß die Ladung ziemlich groß angenommen wer-en kann und der Auftrag gehörig festgefahren wird. Wenn der Ab- und Auf-rag von der Art ist, daß man mit diesen vierrädrigen Wagen überall hinkommen ann, so haben dieselben für große Transportweiten noch den weitern Vortheil egen andere Fahrzeuge, daß sie in allen Gegenden leicht zu haben sind. Ihr advermögen ist 0·7 bis 0·8 K.-Mtr.

Die Kosten der Förderung eines K.-Mtrs. auf die Länge L berechnen sich wie folgt:

Die Anzahl der Lader am Abtrage sei = n, so ist die Zeit zum Laden

$$\frac{TK}{nQ}.$$

Die Zeit zur Hin- und Herfahrt

$$\frac{2LT_{,}}{u}.$$

Die Zeit zum Abladen und Umkehren ist $z = 0·157$ St.; so hat man, wenn die Kosten für zwei Pferde sammt Führer und die Lader $= p_1$ sind, den Preis für 1 K.-Mtr.

$$\frac{p_1}{T_{,} K}\left\{\frac{TK}{nQ} + \frac{2LT_{,}}{u} + 0·157\right\}.$$

Für $K = 0·8$ K.-Mtr.; $T = 10$ Std.; $T_{,} = 9$ Std.; $u = 30000$ Mtr.; $Q = 15$ K.-Mtr. erhält man, wenn 2 Pferde sammt Führer 10·50 Fr.
und 2 Lader à 1·50 Fr. 3 „ kosten,
also $p_1 =$ 13·50

Der Preis für einen K.-Mtr.

$$\frac{13·5}{9.0·8}\left\{\frac{10.0·8}{3.15} + \frac{2L.9}{30000} + 0·157\right\} \text{ oder}$$

$$1·87\left\{0·177 + 0·0006\,L + 0·157\right\}$$

(6) oder $\overset{\text{Fr.}}{0·6245} + \overset{\text{Fr.}}{0·001122}\,L.$

Diese Formel gibt:

für L = 100 Mtr. den Preis für 1 K.-Mtr. = 0·736 Fr.
„ „ = 200 „ „ „ „ „ „ = 0·848 „
„ „ = 300 „ „ „ „ „ „ = 0·960 „
„ „ = 400 „ „ „ „ „ „ = 1·072 „
„ „ = 500 „ „ „ „ „ „ = 1·184 „ ꝛc.

Hätte man an dem Abtrage keine besondere Lader und würde also jedesmal der Fuhrmann das Aufladen besorgen, so wäre der Preis für einen Kubikmeter:

(7) $1·00 + 0·00087\,L.$

Diese Formel gibt:

für L = 100 Mtr. den Preis für 1 K.-Mtr. = 1·087 Fr.
„ „ = 200 „ „ „ „ „ „ = 1·174 „
„ „ = 300 „ „ „ „ „ „ = 1·261 „
„ „ = 400 „ „ „ „ „ „ = 1·348 „
„ „ = 500 „ „ „ „ „ „ = 1·435 „

Es ist daher vortheilhafter, wenn besondere Lader angestellt werden, dieselben können in der Zwischenzeit zum Ausebnen des Bodens oder als Pickler verwendet werden.

Vergleicht man die Förderung mit vierrädrigen Wagen mit der Wippkarrenförderung, so findet man, daß letztere im Allgemeinen vortheilhafter ist, und daß erst bei einer Transportweite von 2214 Mtr. die Preise sich gleichstellen.

Für den Transport auf geneigter Bahn gilt dasselbe wie für den Wippkarrentransport.

ad 6. Haspelförderung.

Wenn bei der Führung einer Communikation unterirdische Bauten oder Tunnels vorkommen, so muß die Erde öfters auf bedeutende Tiefen vertical gefördert

werden. Man bedient sich alsdann des Haspels, dessen Construction aus Fig. 370, 370a, 370b, Taf XIX. ersichtlich ist. Die Haspelwelle hat 0·18 bis 0·2 Mtr. Durchmesser und 1 bis 1·5 Mtr. Länge; die Kurbel hat 0·4 bis 0·45 Mtr. Halbmesser, der Durchmesser des Seils beträgt 0·03 Mtr.; das Ladvermögen eines Kübels oder Kastens ist 0·033 bis 0·06 K.-Mtr. Die Bewegung der Welle geschieht durch zwei Arbeiter und es sind also im Ganzen fünf Arbeiter nöthig, da einer das Füllen des Kübels besorgt, während zwei andere mit dem Abnehmen und Leeren desselben beschäftigt sind.

Bei einem Haspel, dessen Welle 0·1 Mtr. Radius hat und einen Kurbelradius von 0·4 Mtr.; sodann bei der Geschwindigkeit an der Kurbel von 0·75 Mtr., ist die Zeit zum Heben des Kübels auf 1·6 Mtr. Höhe oder eine Station = 0·00237 Std.; eine Absteigestation wird 0·00133 Std. dauern, und es ist daher die Zeit für R Stationen R × 0·0037 Std.

Zum Abnehmen eines vollen und Anhängen eines leeren Kübels braucht man 0·00556 Std.; zum Leeren des Kübels 0·00695 Std. Um den Inhalt des Kübels von 0·04 K.-Mtr. auf R Stationen zu erheben, wird man also eine Zeit brauchen von

$$t = 0{\cdot}0037\ R + 0{\cdot}0125$$

für R = 10 oder 16 Mtr. Höhe wird:

$$t = 0{\cdot}037 \times 0{\cdot}0125 = 0{\cdot}0495 \text{ Std.}$$

Die Zeit, um einen Kubikmeter zu heben, wäre also: $\frac{0{\cdot}0495}{0{\cdot}04} = 1{\cdot}23$ Std.

oder für die tägliche Arbeit von acht Stunden in Tagesschichten $\frac{1{\cdot}23}{8} = 0{\cdot}153$

Rechnet man für einen Arbeiter 1·50 Fr., so kostet der Kubikmeter:

$$5 \times 1{\cdot}50 \times 0{\cdot}153 = 1{\cdot}147 \text{ Fr.}$$

Werden 10 Abstufungen von 1·6 Mtr. Höhe angenommen und es steht auf jeder ein Mann, welcher die Erde mit der Schaufel heraufwirft, so können in einem Tag 15 Kubikmtr. gefördert werden.

Der Taglohn sei 15 Frcs., so kostet ein Kubikmtr. $\frac{15}{15} = 1$ Frcs.; es ist daher die Förderung mit Haspel kostspieliger wie die mit der Schaufel durch Werfen, und man wird sie nur in gewissen Fällen anwenden können.

Bei der Förderung der Erde durch Schachte werden die gewöhnlichen Kübel öfters durch größere Kasten oder Fässer ersetzt und es beträgt das angehängte Gewicht derselben 200 bis 250 Kil. In solchen Fällen genügen die Kurbeln an der Haspelwelle nicht mehr und es müssen entweder an ihre Stelle sogenannte Spillenräder gebracht werden, oder die Bewegung geht von einem Pferdegöpel, öfters auch von einer kleinen Dampfmaschine aus. Im ersten Falle wird entweder die Bewegung der Göpelwelle durch zwei Winkelräder der Haspelwelle mitgetheilt, oder, was besonders in England gebräuchlich ist, an der Göpelwelle sitzen oben zwei große cylindrische oder auch kegelförmige Trommeln, von welchen zwei Taue über große, senkrecht über der Schachtmündung angebrachte Scheiben laufen, an deren Enden die Kübel befestigt sind. Im zweiten Falle, wo die Bewegung von einer Dampfmaschine ausgeht, ist gewöhnlich noch zur Wasserförderung ein Ge-

stänge angelegt, welches die Kurbelbewegung durch einen Winkelhebel in die auf- und niedergehende Bewegung verwandelt, um den Kolben einer Pumpe zu treiben.

Die Fig. 371 stellt den gewöhnlichen Kübel vor; die Fig. 369 und 369a dagegen zeigen einen Kasten mit Rädern, um das geförderte Material auf einer Eisenbahn weiter zu führen.

ad. 7. Förderung mit Nachen.

Die Nachen sind entweder sogenannte Dreiborde, oder für größere Massen nach den Regeln der Schiffbaukunst construirte Fahrzeuge.

Die Förderung mit Nachen kommt hauptsächlich im Flußbau vor, wo das Material von einem Ufer oder von einer Sandbank weggenommen wird, um etwa damit einen Faschinenbau oder einen Damm aufzuführen. Der Nachentransport erfordert immer gewisse Eigenschaften des Flusses, wie z. B. ein mäßiges Gefälle, eine bestimmte Wassertiefe, gute Anlandungspunkte.

Wo diese Eigenschaften nicht angetroffen werden und wo insbesondere noch der Abtrag erst von Wagen in die Nachen, oder umgekehrt, von den Nachen in die Wagen gebracht werden muß, gewährt dieser Transport keine Vortheile.

Erfahrungen, welche man bei den Erdarbeiten der badischen Eisenbahn machte, sind:

1) Für Schiebkarrentransport:

Kosten 1 Kubikruthe für die Entfernungen von 10 — 50 Fuß — 3 fl. 30 kr.
" " " " " " 50 — 100 " — 5 " — "
" " " " " " 100 — 150 " — 5 " 30 "
" " " " " " 150 — 200 " — 5 " 40 "

2) Mit Handkarren.

Für Entfernungen von	200	—	300	Fuß kostete 1 Kubikruthe	5	"	30	"
" " "	300	—	400	" " "	6	"	—	"
" " "	400	—	500	" " "	6	"	5	"
" " "	500	—	600	" " "	6	"	10	"
" " "	600	—	700	" " "	6	"	15	"
" " "	700	—	800	" " "	6	"	20	"
" " "	800	—	900	" " "	6	"	25	"
" " "	900	—	1000	" " "	6	"	30	"

3) Mit Wippkarren.

Für Entfernungen von	1000	—	1250	" " "	7	"	—	"
" " "	1250	—	1500	" " "	7	"	30	"
" " "	1500	—	1750	" " "	8	"	—	"
" " "	1750	—	2000	" " "	8	"	30	"
" " "	2000	—	2250	" " "	8	"	45	"
" " "	2250	—	2500	" " "	9	"	—	"
" " "	2500	—	2750	" " "	9	"	15	"
" " "	2750	—	3000	" " "	9	"	30	"

Zur Vergleichung der Transportpreise dient folgende Tabelle:

Preise eines Kubikmeters.

Schiebkarren: $= 0{\cdot}00333\ L + 0{\cdot}1625$ Frcs.

Handkarren: $= 0{\cdot}00148\ L + 0{\cdot}2475$ Frcs.

Kippkarren: $= 0{\cdot}001248\ L + 0{\cdot}345$ Frcs.

Entfernung in Mtrn.	Für Schiebkarren.	Handkarren.	Kippkarren.
	Preis für einen Kubik-Mtr.		
L	Frcs.	Frcs.	Frcs.
5	0·171915	0·25490	0·35124
10	0 19580	0·26230	0·35748
15	0·21245	0·26970	0·36372
20	0·22910	0·27710	0·36996
25	0·24575	0·28450	0·37620
30	0·2624	0·29190	0·38244
35	0·27905	0·29930	0·38868
40	0·29570	0·30670	0·39492
45	0·31235	0·31410	0·40116
50	0·32900	0·32150	0·40740
55	0·34565	0 32890	0·41364
60	0·36230	0·33630	0·41988
65	0·37895	0·34370	0·42612
70	0·39560	0·35110	0·43236
75	0·41225	0·35850	0·43860
80	0·42890	0·36590	0·44484
85	0·44555	0·37330	0·45108
90	0·46220	0·38070	0·45732
95	0·47885	0·38810	0·46356
100	0·49550	0·39550	0·46980
105	0·51215	0·40290	0·47604
110	0·52880	0·41030	0·48228
115	0·54545	0·41770	0·48852
120	0·56210	0·42510	0·49476
125	0·57875	0·43250	0·50100
130	0·59540	0·43990	0·50724
135	0·61205	0·44730	0·51348
140	0·62870	0·45470	0·51972
145	0·64535	0·46210	0·52596
150	0;66200	0·46950	0·53220
155	0·67865	0·47690	0·53844
160	0·69530	0·48430	0·54468
165	0·71195	0·49170	0·55092
170	0·72860	0·49910	0·55716
175	0·74525	0·50650	0·56340
180	0·76190	0·51390	0·56964
185	0·77855	0·52130	0·57588
190	0·79520	0·52870	0·58212
195	0·81785	0·53610	0·58836
200	0·82850	0·54350	0·59460
205	0·84515	0·55090	0·60084
210	0·86180	0·55830	0·60708
215	0·87845	0·56570	0·61332
220	0·89510	0·57310	0·61956
225	0·91175	0·58110	0·62580
230	0·92840	0·58790	0·63204
235	0·94505	0·59530	0·63828
240	0·96170	0·60270	0·64452
245	0·97835	0·61010	0·65076
250	0·99500	0·61750	0·65700
255	1·01165	0·62490	0·66324
260	1·02830	0·63230	0·66948
265	1·04495	0·63970	0·67572
270	1·06160	0·64710	0·68196
275	1·07825	0·65450	0·68820
280	1·09490	0·66190	0·69444
285	1·11155	0·66930	0·70068
290	1·12820	0·67670	0·70692
295	1·14485	0·68410	0·71316
300	1·16150	0·69150	0·71940
305	1·17815	0·69890	0·72564
310	1·19480	0·70630	0·73188
315	1·21145	0·71370	0·73812
320	1·22810	0·72110	0 74436
325	1·24475	0·72850	0·75060
330	1·26140	0·73590	0·75684
335	1·27805	0·74330	0·76308
340	1·29470	0·75070	0·76932
345	1·31135	0·75810	0·77556
350	1·32800	0 76550	0·78180
355	1·34465	0·77290	0·78804
360	1·36130	0·78030	0·79428
365	1·37795	0·78770	0·80052
370	1·39460	0·79510	0·80676
375	1·41125	0·80250	0·81300
380	1·42790	0·80990	0·81924
385	1·44455	0·81730	0·82548
390	1·46120	0·82470	0·83172
495	1·47785	0·83510	0·83796
300	1·49450	0·83950	0·84420
405	1:51115	0·84690	0·85044
410	1·52780	0·85430	0·85668
415	1·54445	0·86170	0·86292
420	1·56110	0·86910	0·86916
425	1·57775	0·87850	0·87540
430	1·59440	0·88390	0·88164
435	1·611050	0·89130	0·88788
440	1·62770	0·89870	0·89412
445	1·64437	0·90610	0·90036
450	1·66100	0·91350	0·90660
455	1·67765	0·92090	0·91284
460	1·69430	0·92830	0·91908
465	1·71095	0·93570	0·92532
470	1·72760	0·94360	0·93156
475	1·74425	0·95110	0·93780
480	1·76090	0·95790	0·94404
485	1·77755	0·96530	0·95028
490	1·79420	0·97270	0·95652
495	1·81085	0·98010	0 96276
500	1·8275	0·98750	0·96900
600	2·1605	1·13550	1·0938

ad 8. Förderung auf Dienstbahnen mit Pferden oder Locomotiven.

Die bedeutenden Erdarbeiten im Eisenbahnbau haben die Förderung der Erde auf Dienstbahnen hervorgerufen. Unter Dienstbahn versteht man eine zwischen dem Ab- und Auftrag liegende Eisenbahn. Die auf einer Dienstbahn gehenden Wagen sind vierrädrig und haben die Einrichtung zum Umkippen der Kasten; man nennt sie daher auch Kippwagen.

Da man in der Regel für die Dienstbahnen dieselben Schienen benutzt, welche auch für die definitive Bahn bestimmt sind, und den Kippwagen schmiedeiserne in metallenen Lagern gehende Achsen mit Schalgußrädern gibt, so sind die Widerstände bei der Fortbewegung dieser Wagen sehr gering, und es kann durch eine geringe Kraft eine große Masse Material transportirt werden. Ein weiterer Vortheil dieser Bahnen ist auch der, daß der Transportweg zu allen Jahreszeiten nahe der gleiche bleibt, somit der Preis des Transports immer constant ist, ein Umstand, der bei großen Bauten, die mehrere Jahre zur Ausführung brauchen, von besonderer Wichtigkeit ist. Bei der Anlage einer Dienstbahn für den Erdtransport treten zweierlei Fälle ein, entweder ist die Erde aus einem Einschnitte des auszuführenden Erdbaues selbst, oder von einem besondern Materialgewinnungsplatze zu holen. In jedem Falle ist die Abtragstelle mit dem Auftrag durch eine Bahn zu verbinden, die bei möglichst kleiner Länge die geringsten Kosten veranlaßt, und dabei keine zu starken Krümmungen macht. Ein Radius von 200 Fuß ist schon sehr klein. Da die Dienstbahn immer nur ein Geleise hat, so sind von Strecke zu Strecke Ausweichbahnen anzulegen, damit die sich kreuzenden Züge aneinander vorbei können. Die Ausweichbahnen müssen eine der Länge der Wagenzüge entsprechende Ausdehnung haben.

Aehnliche Ausweichungen sind an den beiden Enden der Bahn anzulegen, besonders an der Auftragstelle, um daselbst die abgeladenen Wagen rückwärts schieben zu können. Erst wenn alle Wagen eines Zuges in der Ausweichung stehen, werden die Pferde vorgespannt und der Zug geht zurück an die Abtragstelle.

Eine andere Einrichtung als die eben erwähnte ist an solchen Auftragstellen zu treffen, wo der Auftrag sehr hoch und schmal wird und die Ausführung einer Ausweichbahn nicht möglich ist. Hier hat man bewegliche Pritschen (baleines), welche immer mit dem Auftrage vorrücken, und auf welche die leeren Wagen geschoben werden. Die Fig. 383 und 384, Taf. XX., zeigen die Construction einer solchen Pritsche, welche bei der Erbauung der Eisenbahn von Paris nach St. Germain angewendet wurde. Fig. 381 ist der Querschnitt der Bahn, worauf die Erdwagen stehen. Fig. 382 stellt die Verbindung in dem Punkt A vor.

Ist nämlich ein Wagenzug am Ende der Dienstbahn angekommen, so wird ein Wagen nach dem andern entleert und auf die Pritsche geschoben; sind alle Wagen abgeladen, so werden sie durch eine Locomotive, oder mit demselben Pferdezug, der sie brachte, wieder nach dem Abtrage gefahren. Die Pritsche fährt nun auf eine dem Vorrücken des Auftrags entsprechende Länge vor, und der ganze Vorgang wiederholt sich.

Selten wird eine Dienstbahn auf eine kleinere Länge als 1000 Mtr. angelegt werden; würde man hierbei nur einen Wagenzug hin- und hergehen lassen,

so würden die Arbeiter an den Auf- und Abtragstellen periodisch unbeschäftigt bleiben; um dieß zu vermeiden, läßt man noch einen zweiten, manchmal noch einen dritten und vierten Zug gehen und richtet die Förderung so ein, daß während der erste Wagenzug zum Auftrage geht, der zweite Zug geladen wird. Ist die Zeit zur Hin- und Herfahrt und zum Abladen viel größer, als die Zeit zum Aufladen, so ist noch ein dritter Zug zu nehmen, welcher zur gleichen Zeit geladen wird, wenn der erste wieder zurückkehrt. Es ist hieraus ersichtlich, daß die Zahl der Züge sich nach der Länge der Dienstbahn und nach der Masse, die in einem Tage gefördert werden soll, richten muß.

Für Erdtransporte mit 3 Wagenzügen sind nur 2 Pferdezüge erforderlich, die in folgender Ordnung verwendet werden: Angenommen an dem Auftrage steht der beladene Zug (3), an dem Abtrage steht der leere Zug (1) und in der Ausweichung bei dem Abtrage der leere Zug (2), Fig. 388, Taf. XX., so wird der Zug (1) geladen und der Zug (3) entladen. Der Zug (1) wird mit dem einen Pferdezug nach dem Auftrage gebracht, woselbst vorher schon der Zug (3) in die dortige Ausweichung geschoben worden ist. Derselbe Pferdezug nimmt nun den leeren Zug (3) nach dem Abtrage in die Ausweichung, aus welcher der Zug (2) an den Abtrag in die Hauptbahn zum Laden befördert wurde. Der zweite Pferdezug nimmt nun den Wagenzug (2) nach dem Auftrage zum Abladen und dient alsdann zum Zurückbringen des in der dortigen Ausweichung stehenden Wagenzuges (1). Der Zug (3) geht in die Hauptbahn an die Abtragstelle und der Zug (1) fährt in die Ausweichung; nachdem der Zug (3) wieder an den Auftrag gelangt, der Zug (2) zurückgeführt und der Zug (1) zum Laden vorgefahren ist, haben alle 3 Züge ihre anfängliche Stellung und es wiederholt sich daher der oben beschriebene Vorgang.

Sind die Einschnitte ziemlich tief, so kann der Dienstbahn anfänglich ein so starkes Gefälle gegeben werden, daß die beladenen Wagen allein, durch ihre Schwere getrieben, eine gewisse Länge durchlaufen; hierbei ist es aber erforderlich, daß wenigstens für je 2 Wagen 1 Bremser angestellt wird.

Wird die Erde aus einem Einschnitte geholt, so fängt man damit an, einen vertical- oder steilgeböschten Graben a, Fig. 387, auszuheben, in welchen die Dienstbahn gelegt wird; ist dieß geschehen, so wird die Erde von den Abtheilungen b b weggenommen und mit dem Wagen auf der Dienstbahn in a fortgeschafft. Nun werden zwei weitere Bahnen gelegt zur Fortschaffung der Erde aus den Abtheilungen c c und d d. Während dieser Zeit kann die erste Bahn in a tiefer gelegt werden, auf die Sohle von a, damit nach Abgrabung der ganzen obern Lage die Abtheilungen b b und c c mit den Wagen auf der Bahn in a, ebenfalls weiter zum Auftrage gefördert werden können. Hat man auch die zweite Lage abgegraben, so wird die Bahn von a, auf die Sohle von a,, gelegt, und endlich durch diese unterste Dienstbahn der Rest des Abtrags aus den Abtheilungen b,, b,, fortgeschafft.

Hat man hingegen die Erde von einem Materialgewinnungsplatze zu holen, welcher an einer niedern Anhöhe liegt, so wird diese mit parallelen Gräben durchzogen, in welche die Dienstbahnen gelegt werden, um alsdann auf diesen die zwischenliegenden Erdklötze fortschaffen zu können.

Formeln zur Berechnung der Förderungskosten auf einer Dienstbahn.

Die Ableitung einer allgemein gültigen Formel für den Erdtransport mit Kippwagen auf einer Dienstbahn kann nur unter gewissen Voraussetzungen und bei Annahme von bestimmten Preisen für Herstellung der Bahn, Anschaffung der Waggons, für die Pferde und Arbeiter ꝛc. gegeben werden. Auch die Größe des zu bildenden Einschnitts wird in Betracht kommen müssen, insofern die in einer bestimmten Zeit geförderte Erdmasse bei einem großen Einschnitt größer sein muß, wie bei einem kleinen.

Bei den im §. 17. des Anhanges gegebenen Formeln wurden 4 Fälle unterschieden:

1) für kleine Einschnitte, wo die tägliche Förderungsmasse 100 Kubikmtr. ist;
2) für mittlere Einschnitte, wo die tägliche Förderungsmasse 200 Kubikmtr. ist;
3) für große Einschnitte mit 400 Kubikmtr. täglicher Förderungsmasse;
4) für sehr große Einschnitte, mit 600 Kubikmtr. täglicher Förderungsmasse.

Bedeutet:

m die kubische Masse des Abtrags;
l die mittlere Transportweite;
L die Länge vom Anfang des Auftrags bis zum Ende des Abtrags;
d die tägliche Förderungsmasse;

so hat man für den Preis eines Kubikmtrs. in Francs:

Für den ersten Fall, wo d = 100 Kubikmtr.:

$$5{\cdot}8\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}0002\,.\,l + 0{\cdot}17.$$

Für den zweiten Fall, wo d = 200 Kubikmtr.:

$$8\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}0002\,.\,l + 0{\cdot}17.$$

Für den dritten Fall, wo d = 400 Kubikmtr.:

$$15{\cdot}5\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}0002\,.\,l + 0{\cdot}17.$$

Für den vierten Fall, wo d = 600 Kubikmtr.:

$$28\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}0002\,.\,l + 0{\cdot}17.$$

Diese vier Formeln lassen sich in folgende vereinigen:

$$(8)\qquad 4{\cdot}27\,.\,(1{\cdot}37)^{d}\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}000\,2\,l + 0{\cdot}17$$

worin d in Einheiten von 100 Kubikmtr. ausgedrückt ist.

Bedeutet t die Zahl der Monate, welche zur Ausführung bewilligt werden, und rechnet man 25 Arbeitstage in einem Monate, so ist

$$d = \frac{m}{2500\,t} \text{ daher}$$

der Preis eines Kubikmtrs.:

$$(9)\qquad 4{\cdot}27\,(1{\cdot}37)^{\frac{m}{2500\,t}}\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}000\,2\,l + 0{\cdot}17.$$

Construction der Dienstbahn.

Die Construction einer Dienstbahn wird verschieden sein, je nachdem der Transport mit gewöhnlichen vierrädrigen Wagen oder mit Kippwagen geschieht; immerhin muß sie möglichst einfach sein.

Wird die Bahn für gewöhnliches Fuhrwerk gebaut, so werden gußeiserne Randschienen auf tannene Langschwellen gelegt und mit starken Nägeln befestigt. Fig. 378. Erhalten dagegen die zur Förderung bestimmten Wagen gußeiserne Räder mit Spurkränzen, so verwendet man für die Bahn schmiedeiserne Schienen, welche in verschiedenen Formen ausgewalzt und in der Regel beim Eisenbahnbau dieselben sind, welche für die definitive Bahn gewählt wurden. Die gewalzten Schienen sind entweder a) Flachschienen, b) einfache T-Schienen, c) H-Schienen, d) Schienen mit breiter Basis, die auch Vignol'sche Schienen genannt werden, e) Brück- oder Brunnel'sche Schienen. Die Flachschienen erfordern eine fortlaufende Unterlage, weshalb sie auf tannenen Langschwellen mit eisernen Nägeln befestigt werden. Fig. 381. Alle andern Schienen hingegen können auf Querschwellen gelegt werden, und zwar erhalten die einfachen T-Schienen und H-Schienen ihre Befestigung mittelst gußeisernen Stühlen oder Chairs, die breitbasigen Schienen dagegen werden direct mit Kloben oder Schrauben an ihre Unterlager befestigt. Fig. 380 und Fig. 379.

Die Fig. 372 zeigt die Construction einer Eisenbahn mit Querschwellen, wobei die Schienen auf Stühlen ruhen. In derselben Figur ist die Auslenkung in eine zweite Bahn angegeben; die Schienen m m und m' m' sind beweglich und können durch das Excentrik bei E verschoben werden, sie sind in der Zeichnung für die gerade Bahn gestellt. Bei Dienstbahnen sucht man die Constructionen der Auslenkungen, Kreuzungen der Schienen, Excentriks möglichst einfach zu machen.

Die Fig. 374 zeigt eine Ausweichung, welche bei der Dienstbahn zwischen Bristol und London in Ausführung kam. Fig. 374a ist das Kreuzungsstück bei (A) von Gußeisen; Fig. 374b zeigt die bewegliche Zunge bei (B) und (C), welche von Schmiedeisen ist.

Die Fig. 373 zeigt die Auslenkung der Dienstbahn, welche zwischen London und Southampton ausgeführt war.

Die Fig. 375, 375a und 375b geben die Construction der Ausweichung bei B und C; die Fig. 385 und 385a stellen die Kreuzung bei A vor; die Schiene SS wird in die punktirte Lage SS' gebracht, wenn die Wagen in der Hauptbahn fahren. Fig. 386 ist der Schnitt MN in Fig. 385. Fig. 377 zeigt den Zusammenstoß zweier Schienen bei S; Fig. 376 ist der Schnitt RT in Fig. 375.

Auf Taf. XIX., Fig. 368, 368a und 368b ist die Construction eines Kippwagens in den verschiedenen Ansichten angegeben. An demselben unterscheidet man: das Untergestelle mit den Rädern und dem Kasten; ersteres besteht aus einem rechteckigen Rahmen von Tannenholz, an welchen die gußeisernen Lager für die beiden schmiedeisernen Achsen mittelst Schrauben befestigt sind. Die Räder sitzen auf den Achsen fest und haben Spurkränze; ihr Durchmesser ist 0·75 bis 0·8 Mtr. Auf einer Seite des Rahmens ist eine Bremse angebracht. Was den Kasten betrifft, so hat dieser eine pyramidalische Form; der Boden ist rechteckig, 1·8 Mtr.

lang und 1·5 Mtr. breit; die Seitenwände haben eine Höhe von 0·36 bis 0·38 Mtr.; die Ladungsfähigkeit kann zu 2 Kubikmtr. oder 74 bis 75 Kubikfuß angenommen werden. Wie schon erwähnt, ist der Kasten zum Umkippen construirt; bei einigen Wagen kippt der Kasten nach hinten um, bei andern wieder nach einer Seite hin, damit die Erde auch auf einer Seitenböschung der Dienstbahn abgelagert und somit der Erdkörper verbreitet werden kann *).

Das Gewicht eines Kippwagens für 2 Kubikmtr. Ladung kann zu 2000 Kil. angenommen werden. Der Reibungscoefficient für den Widerstand durch die Reibung der Räder auf der Bahn ist etwa 0·0067; auf horizontaler Bahn erfordern drei beladene Wagen zwei Pferde. Mit einer Locomotive können 20 beladene Wagen gezogen werden, vorausgesetzt, daß die Bahn horizontal oder nur sanft geneigt ist **).

Bei den Erdarbeiten der badischen Eisenbahn machte man bei der Förderung mit Kippwagen auf Dienstbahnen folgende Erfahrungen:

Mit Anschaffung der Schienen kostete die laufende Ruthe der Bahn in ebenem Terrain 4 fl. 30 kr. bis 5 fl.; ein Kippwagen kostete 330 fl. ***).

---

*) Verschiedene Constructionen sind angegeben in dem Werke über Eisenbahnbau von Perdonnet und Polonceau, Paris 1843 — 46.

**) Wenn die Bahn einen Fall von 0·004 M. per Mtr. hat, so berechnet sich die nöthige Kraft zum Ziehen von zehn Wagen wie folgt:

10 leere Wagen wiegen	14400 Kil.
15 K.-Mtr. Erde, per K.-Mtr. zu 1800 Kil.	27000 „
	41400 Kil.
Der Widerstand der Reibung auf einer horizontalen Bahn ist zu 0·0067 des Gewichts gefunden worden; er ist daher für zehn volle Wagen 41400 × 0·0067 =	277·38 Kil.
Wegen dem Gefälle von 0·004 vermindert sich diese Zahl um 41400 × 0·004 =	165·60 „
Es bleibt daher Rest	111·78 Kil.

Bei drei Pferden kommt daher auf eines eine Kraft von $\frac{111·78}{3} = 37·29$ Kil.

Um die leeren Wagen hinaufzuziehen, erfordert es (0·0067 + 0·004) × 14400 Kil. = 154·08 Kil.; es kommen daher auf ein Pferd $\frac{154·08}{3} = 51·36$ Kil.

Diese Zahlen sind noch unter der Gränze von 55 Kil., welche für den Zug eines Pferdes bei einer Eisenbahn angenommen werden dürfen.

***) Nämlich die Kosten für Herstellung einer Dienstbahn von 15′ Länge betrugen:

	fl.	kr.
1. 5 Querschwellen	1 fl.	52 kr.
2. Transport derselben	— „	34 „
3. Zurichtung derselben	— „	20 „
4. 2 Schienen à 200 Pfund, der Ctr. zu 10 fl. 47 kr.	73 „	12 „
5. Kloben	— „	58 „
6. Legen der Schwellen und Schienen nebst Transport	— „	15 „
	47 fl.	11 kr.

Hiervon geht ab der Wiedererlös aus den benutzten Materialien, und zwar:

	fl.	kr.
1. aus Holz ⅓ des Ankaufpreises	— fl.	37 kr.
2. aus Schienen nach 10% Abzug	38 „	52 „
3. aus Kloben als altes Eisen	— „	12 „
	39 fl.	41 kr.

Für die Länge der Dienstbahn von

2000	Fuß	brauchte man	40	Wagen.
3000	„	„ „	45	„
4000	„	„ „	50	„
5000	„	„ „	55	„
6000	„	„ „	60	„
7000	„	„ „	70	„
8000	„	„ „	80	„
9000	„	„ „	90	„
10000	„	„ „	100	„

Der dritte Theil der Wagen war durchschnittlich in Reparatur; die Hälfte unterwegs und der sechste Theil am Ladeplatz.

Daß die Förderung auf Dienstbahnen nur bei bedeutenden Abgrabungen und großen Transportweiten vortheilhaft ist, geht aus folgender Zusammenstellung hervor:

Transportweite in badischen Ruthen.	Kosten der Bahn und Wagen.	Kosten der Förderung per Kubikruthe.				Erforderliche Erdmasse zur Deckung der Kosten für die Dienstbahnen.
		Auf Dienstbahn.		Mit gew. Fuhrwerk.		Kubikruthen.
	fl.	fl.	kr.	fl.	kr.	
200—220	11000	9.	12	10.	42	7333
220—240	11400	8.	45	10.	54	5302
240—260	11850	8.	15	11.	6	4158
260—280	12300	7.	48	11.	18	3514
280—300	12750	7.	18	11.	30	3036
300—400	14500	8.	18	13.	12	2960
400—500	16250	9.	15	15.	24	2640
500—600	18000	10.	—	17.	42	2338
600—700	21000	10.	45	20.	—	2270
700—800	24000	10.	30	22.	15	2232
800—900	27000	11.	48	24.	—	2213
900—1000	30000	12.	30	28.	—	1961

Man sieht hieraus, daß der Transport mit Kippwagen schon bei 2000 Fuß vortheilhafter ist wie mit Wagen, wenn die Abtragsmasse 7333 Kubikruthen beträgt; daß ferner der Vortheil mit der Entfernung in steigendem Grade zunimmt.

Perdonnet und Polonceau geben für den Erdtransport auf Dienstbahnen folgende Daten, welche unter der Voraussetzung giltig sind, daß ein mit 2 Pferden bespannter Karren mit 14 Fr. täglich bezahlt würde, den Führer inbegriffen, daß die mit dem Auf- und Abladen verlorne Zeit $^1/_{40}$ Tag betrage, daß 2 Pferde auf einem Erdweg 0·8 Kubikmtr., auf einem guten Weg aber 1 Kubikmtr. bei Zurücklegung einer Strecke von 36000 Mtr. täglich ziehen könnten.

Bleibt also Rest als wirklicher Aufwand für eine 15' lange Strecke bei 10 fl. 47 kr. als Lieferungspreis der Schienen . . . . 7 fl. 30 kr.
oder per laufende Ruthe 5 fl.

Ein Kippwagen kostete 330 fl.; nach vollendetem Bahnbau kann als Restwerth eines Kippwagens $^1/_4$ des Ankaufpreises angenommen werden, es ist somit der reine Kostenaufwand per Wagen nur 250 fl.

Tabelle des Transportpreises für 1 Kubikmtr. Abtrag auf eine Entfernung von 1000 Mtr. auf horizontalen Wegen.

Entfernung.	Transport mit Karren.		Transport mit Kippwagen.	
	Erdweg.	Gut unterhaltener Weg.	Pferde.	Locomotiven.
Mtr.	Fr.	Fr.	Fr.	Fr.
1000	2·2195	1·7580	2·3085	2·3728
1500	2·7955	2·1470	2·5420	2·5783
1600	2·9107	2·2248	2·5887	2·6174
1700	3·0259	2·3026	2·6354	2·6565
1800	3·1411	2·3804	2·6821	2·6956
1900	3·2563	2·4582	2·7288	2·7347
2000	3·3715	2·5360	2·7755	2·7738
3000	4·5235	3·3140	3·2425	3·1648
4000	5·6755	4·0920	3·7095	3·5508
4500	6·2515	4·4810	3·9930	3·7513
4600	6·3667	4·5588	3·9897	3·7904
4700	6·4817	4·6366	4·0364	3·8295

Hieraus ist ersichtlich, daß in ökonomischer Beziehung die Anwendung der Kippwagen bei bedeutenden Ausgrabungen und bei einer Transportentfernung über 1000 Mtr. nützlicher ist, als die der Karren.

Die selbstwirkenden Ebenen werden nur angewendet, wenn der Abtrag auf eine große Tiefe gebracht werden soll; die Wagen werden dabei leer durch Pferde wieder hinaufgezogen, was viel Zeit und Kosten veranlaßt. Bei dem Einschnitt von Clamart hatte man bei drei Ebenen 20 Pferde, die täglich 120 Fr. kosteten.

Für Einschnitte, wo täglich nur 400 Kubikmtr. Abtrag gefördert werden sollen, erhält man nach Mondésir, Anhang §. 17. Formel (m), im Vergleiche mit dem Transport in vierräderigen Wagen [Abschnitt VII., §. 155., Formel (6)] folgende Resultate:

Kosten eines Kubikmeters.

Transportweite.	Transport mit	
	Wagen.	auf Dienstbahnen bei m = 50000 K.-Mtr.
Mtr.	Fr.	Fr.
1000	1·7465	1·3630
1500	2·2700	1·7900
2000	2·8685	2·2260
2500	3·4295	2·6570
3000	3·9905	3·0884
5000	6·2345	4·8132

§. 156.

c. Bildung des Auftrags.

Vorarbeiten.

Bevor man irgend ein Erdwerk ausführen oder aus irgend einem Abtrage einen Auftrag bilden kann, sind gewisse Vorarbeiten nöthig. Dieselben bestehen:

1) In dem Aufnehmen eines Situationsplanes von demjenigen Theil der Erdoberfläche, auf welchen das Erdwerk zu liegen kommt.
2) In der Anfertigung der nöthigen Nivellements.
3) In der Absteckung des Erdwerks nach dem in dem Situationsplane gefertigten Entwurfe.
4) In der Profilirung des Erdwerks auf Grund der gefertigten Nivellements.

§. 157.

ad 1. Aufnahme eines Situationsplanes.

Die Aufnahme des Planes muß mit der größten Genauigkeit ausgeführt werden, indem davon die richtige Lage des Erdwerks auf dem Terrain abhängig ist.

Je nach dem Zwecke und der Ausdehnung des Erdbaues wird von einer oder der andern Methode des Aufnehmens Gebrauch gemacht. Handelt es sich nur um die Correction eines Theils einer Straße oder eines Baches oder Flusses, so genügt es, die Aufnahme mit der Kreuzscheibe zu machen, man muß aber die Winkel, welche die aufeinander folgenden Standlinien mit einander machen, mit dem Theodoliten aufnehmen. Hat man hingegen eine neue Straße, Eisenbahn oder Kanal auszuführen, so wird man sich besser des Meßtisches bedienen; damit aber die einzelnen Meßtischblätter genau aneinander stoßen, bleibt es immer rathsam, über das ganze aufzunehmende Terrain ein Dreiecksnetz zu legen und somit eine bestimmte Anzahl trigonometrische Punkte festzusetzen, an welche sich die Meßtischaufnahme anschließt. Zur Messung der Dreieckswinkel wird man sich eines Theodoliten bedienen. In der Regel erstreckt sich die Aufnahme nur auf das in der Nähe der abgesteckten Straßen-, Eisenbahn- oder Kanallinie liegende Terrain und enthält daher sowohl dessen allgemeine Formen, als auch Einzelheiten, wie Gräben, Vertiefungen, steile Böschungen an Feldern, Häusern 2c. Es ist nützlich, auch einzelne Bäume, Gränzsteine, Wegweiser, welche später bei der definitiven Absteckung des Erdwerks als Fixpunkte benützt werden können, in den Plan aufzunehmen. Für diejenigen Strecken, bei welchen hinsichtlich der Richtung des auszuführenden Erdwerks kein Zweifel obwaltet, reicht es hin, die Umgegend auf eine Breite von 100 bis 200 Fuß auf beiden Seiten der Achse des Werkes aufzunehmen. Der Maßstab des Planes, nach welchem die Absteckung vorgenommen werden soll, ist in der Regel $\frac{1}{1000}$ bis $\frac{1}{2000}$.

Ist das Terrain gebirgig und sehr uneben, und sollen die Auf- und Abträge möglichst genau berechnet werden, so ist es räthlich, die Aufnahme mit Horizontalkurven zu machen, wobei man eine Kurve nach der andern mit dem Nivellir-

instrument absteckt und mit dem Meßtische, etwa mit Benutzung eines Distanzmessers, aufnimmt.

Kommt das Erdwerk in ein enges Thal auf unregelmäßige steile Bergwände zu liegen, so ist die Aufnahme mit Horizontalkurven ebenfalls das zweckmäßigste. In diesem Falle kann die Arbeit sehr erleichtert werden, wenn man nur den Thalweg genau mit dem Meßtische, oder wo es angeht, mit der Boussole aufnimmt, alsdann aber ein Längenprofil und hinlänglich viele Querprofile, die sich weit genug über die Thalwände erstrecken, bestimmt. Auf Grund dieser Arbeiten werden die Horizontalkurven in den Plan eingezeichnet, damit sich dieselben möglichst der Wirklichkeit anschließen, hat man nur nothwendig, einige Hauptkurven mit dem Meßtische in den Plan aufzunehmen. Solche Situationsplane haben den Vortheil, daß man darauf die Richtungslinie für eine Straße oder Eisenbahn von gegebenem Gefälle mit dem Zirkel angeben kann.

§. 158.

ad 2. Anfertigung der Nivellements.

Wenn der Situationsplan die horizontalen Entfernungen der einzelnen Punkte des Terrains angibt, so erhält man durch die Nivellements die relativen Höhen dieser Punkte, dieselben sind daher im Raume bestimmt.

Da das Nivelliren für den ausführenden Ingenieur von großer Wichtigkeit ist, so wird dasselbe etwas ausführlicher hier behandelt werden *).

Das Nivelliren.

Das Nivelliren kommt vorzüglich in Anwendung, wenn Straßen oder Eisenbahnen, Wasserleitungen, Kanäle angelegt, der Lauf eines Flusses regulirt, Sümpfe entwässert und Wiesen bewässert werden sollen. Gewöhnlich sind hierbei die Höhenunterschiede und Abdachungen der Erdoberfläche selbst auf große Entfernungen nur gering, und doch hängt von solchen Unterschieden oft die Ausführbarkeit großer und kostspieliger Unternehmungen ab. Der Höhenunterschied zwischen zwei Punkten des Erdbodens heißt das *Gefälle*. Man betrachtet das Gefälle positiv, wenn der Boden fällt, negativ, wenn er steigt oder die folgenden Punkte höher liegen als die vorhergehenden.

Scheinbarer und wahrer Horizont.

Ist Fig. 333, Taf. XVIII. A ein Punkt auf der Erdoberfläche, C der Mittelpunkt derselben, und denkt man sich mit dem Halbmesser CA eine Kugelfläche beschrieben, so bildet diese den wahren Horizont durch A, denn alle Punkte dieser Kugelfläche haben mit A gleichen Abstand vom Mittelpunkte, sind also mit A gleich hoch.

Eine Ebene AB, welche die Kugel in A berührt, heißt der scheinbare Horizont durch A, und jede in dieser Ebene durch A gezogene Gerade ist eine scheinbare

---

*) Stampfer's Anleitung zum Nivelliren. Wien 1845.

Horizontallinie durch A. Man sieht leicht, daß die Punkte einer durch A gelegten horizontalen Visur mit A nicht gleiche Höhe haben, sondern mit zunehmender Entfernung von A immer in die Höhe steigen. Man nennt den Abstand eines solchen Punktes D vom wahren Horizont, nämlich DB, den Unterschied zwischen dem scheinbaren und wahren Horizont, den wir in der Folge mit f bezeichnen wollen.

Bei geringen Entfernungen ist f wegen der noch unmerklichen Krümmung der Erdoberfläche verschwindend, allein bei großen Distanzen und wenn eine besondere Schärfe erreicht werden soll, darf diese Größe nicht mehr vernachlässigt werden.

Ist nun der horizontale Abstand AD = t, der Halbmesser AC = R, BD = f, so ist im Dreieck ACD

$$R^2 + t^2 = (R + f)^2$$

$$R + f = R\sqrt{1 + \frac{t^2}{R^2}} = R\left\{1 + \frac{1}{2}\cdot\frac{t^2}{R^2} - \frac{1}{8}\frac{t^4}{R^4} + \ldots\right\}$$

$$\text{und} \quad f = \frac{1}{2}\frac{t^2}{R} - \frac{1}{8}\cdot\frac{t^4}{R^3}.$$

Ist der Bogen AB = d gegeben, so ist $t = d + \frac{1}{3}\frac{d^3}{R^4}$ und

$$f = \frac{1}{2}\frac{d^2}{R} + \frac{5}{24}\frac{d^4}{R^3}.$$

Refraction.

Die Visur AD ist wegen der ungleichförmigen Dichtigkeit der Luftschichten, welche sie durchschneidet, keine gerade, sondern eine krumme Linie Ae, welche von der scheinbaren Horizontallinie AD tangirt wird. Wir sehen daher den in e befindlichen Gegenstand in der Verlängerung der Tangente oder in D, mithin erscheinen uns die entfernten Objekte wegen der Strahlenbrechung erhöht. Die Natur und der Grad der Krümmung des Lichtstrahls hängt von dem Zustande der Luft ab und ist deshalb zu verschiedenen Zeiten verschieden. Der mittlere Werth dieser Refraction oder des Winkels DAe ist nach den Bestimmungen verschiedener Geometer nahe $\frac{1}{13}$ des Winkels ACB. Die neueste Bestimmung von Gauß gibt im Mittel 0·0643 c, wenn c den entsprechenden Winkel am Mittelpunkt der Erde bedeutet. Nehmen wir also die mittlere Refraction = 0·0653 c, oder da $\angle$ BAD = $\frac{1}{2}$ c, Refraction = 0·1306 des $\angle$ BAD, so folgt, da wir De und DB ohne merklichen Fehler den opponirten Winkeln proportional setzen können, De = 0·1306 . BD, um welche Größe das obige f zu verkleinern ist; wir haben demnach:

Unterschied zwischen dem scheinbaren und wahren Horizont mit Rücksicht auf die Refraction

$$f = 0{\cdot}4347\,\frac{d^2}{R}.$$

Für 45° Breite ist der Erdhalbmesser R = 6366745 Mtr., daher

$$f = 0{\cdot}0000000682\, d^2.$$

Tabelle

über die Höhen des scheinbaren Horizontes über dem wahren, und über die dur[ch] die Refraction verursachten Senkungen für die Entfernung von 20—10000 Metres.

Formel: $f = 0\cdot0000000682\ d^2$.

Entfernung in Metres.	Unterschied zwischen dem scheinbaren und wahren Horizont. Mtr.	Entfernung in Metres.	Unterschied zwischen dem scheinbaren und wahren Horizont. Mtr.
0	0	1500	0·1534500
20	0·0000273	1600	0·1745920
40	0·0001091	1700	0·1970980
60	0·0002455	1800	0·2209680
80	0·0004368	1900	0·2462020
100	0·0006820	2000	0·2728000
120	0·0009821	2500	0·4262500
140	0·0013367	3000	0·6138000
160	0·0017459	3500	0·8354500
180	0·0022097	4000	1·0912000
200	0·0027280	4500	1·3810400
300	0·0061380	5000	1·7050000
400	0·0109120	5500	2·0630500
500	0·0170500	6000	2·4552000
600	0·0245520	6500	2·8814500
700	0·0334180	7000	3·3418000
800	0·0436480	7500	3·6998500
900	0·0552420	8000	4·3648000
1000	0·0682000	8500	4·9274500
1100	0·0825220	9000	5·5242000
1200	0·0982080	9500	6·1550500
1300	0·1152580	10000	6·8200000
1400	0·1336720		

Man wird also diesen Fehler bei Entfernungen unter 200 Mtr. fast imm[er] vernachlässigen können.

§. 159.

Beschreibung und Rectification der gebräuchlichsten Nivellirinstrumente.

Jedes Nivellirinstrument muß eine horizontale Visirlinie angeben. Die Schä[rfe] eines Nivellirinstruments hängt vorzüglich von der Genauigkeit ab, mit welch[er] das Instrument die Horizontalstellung zuläßt, und die Zieltafel an der Nivelli[r]latte einvisirt werden kann. Jene Bestandtheile des Instruments, welche bestim[mt] sind, diese beiden Forderungen zu erfüllen, sind demnach die wesentlichsten.

Das einfachste Nivellirinstrument ist die gewöhnliche Setz- oder Bleiwaage. Fig. 334. Dieselbe besteht aus einem gleichschenklichen Dreiecke A B C. Von einem Stifte bei C hängt das Loth C α frei herab. Setzt man die Basis A B des Werkzeuges auf eine Ebene auf und der Faden schneidet die bei α befindliche Marke, so ist A B horizontal. Ist das Dreieck genau gleichschenklich, so liegt der Spielpunkt α in der Mitte von A B; indessen wird dieser Punkt einfacher und sicherer auf folgende Art gefunden: Es sei in Fig. 334a N P eine beliebig gegen den Horizont geneigte Ebene. Man setze auf selbige die Setzwaage A C B und markire den Faden bei c. Hierauf kehre man die Setzwaage um, so daß B nach A und A nach B zu stehen kommt, so erhält man abermals einen Punkt c^1, des Fadens. Halbirt man nun c c^1, so ergibt sich der wahre Spielpunkt, auf welchem der Faden stehen muß, wenn die Basis A B der Setzwaage horizontal ist. Bringt man einen Gradbogen an, so gibt eine solche Setzwaage die Steigung gegen den Horizont in Gradmaß. Der Gradbogen ist gewöhnlich so eingerichtet, daß der Faden 0 zeigt, wenn die Basis A B horizontal ist. Die Prüfung des Nullpunktes geschieht ebenfalls durch Umkehren. Je feiner der Faden und je länger derselbe vom Aufhängepunkte bis zum Spielpunkte ist, desto genauer wird sich mit diesem Werkzeuge eine horizontale Linie herstellen lassen. Ist die Fadenlänge = l, ferner δ die Abweichung des Fadens vom wahren Spielpunkte und x der Fehler des Gefälles in der Distanz D, so ist $\frac{x}{D} = \frac{\delta}{l}$; ist z. B. l = 0·3 M. und δ = 0·0003 M., so hat man $x = \frac{1}{1000}$ D, ein Fehler, der 100 Mal größer ist als jener bei einem guten Nivellirinstrument mit Fernrohr und Libelle, und doch wird man das richtige Einspielen des Fadens kaum schärfer als bis auf $\frac{1}{100}$ Zoll oder 0·0003 Mtr. verbürgen können. Wegen dieser geringen Genauigkeit und wegen dem Uebelstande, daß die Pendel im Freien durch den Luftzug gestört werden, wodurch ihre Unsicherheit noch größer wird, werden die Setzwaagen selten zum Nivelliren angewendet und man bedient sich derselben mehr zum Aufnehmen von Querprofilen in gebirgigem Terrain. Natürlich ist zum Gebrauche der Setzwaage auch eine Setzlatte nothwendig.

Nicht immer steht ein vorzügliches Instrument zu Gebote, und ist auch wohl für Arbeiten von minderer Bedeutung und geringer Ausdehnung nicht nöthig, sondern der Zweck läßt sich auch mit geringern Werkzeugen erreichen, wie z. B. mit der

§. 160.

Kanal- oder Wasserwaage.

Eine blecherne Röhre A B, Fig. 336, von 1 Mtr. Länge und 0·03 Mtr. Weite wird mittelst einer Hülse C auf einem dreibeinigen Stative befestigt. In die rechtwinklich aufwärts gebogenen Enden sind cylindrische Glasröhren d d' eingekittet. Wird nun Wasser eingefüllt, so sind die Wasserspiegel in den Cylindern d und d' nach hydrostatischen Gesetzen in einer horizontalen Linie, wenn auch

die Röhre AB etwas gegen den Horizont geneigt ist. Eine Visirlinie längs d d' in die Ferne ist demnach eine Horizontallinie. Allein da man nicht durch die Röhren, sondern nur seitwärts vorbei visiren kann, so ist die Genauigkeit sehr gering, vorzüglich weil die Flüssigkeit wegen der Adhäsion an den Glasröhren keine scharfe Gränze bildet. Eine etwas größere Schärfe läßt sich erreichen, wenn man an die Glasröhren Dioptern von dünnem Bleche ansteckt. Je länger die Röhre AB ist, desto kleiner wird der Fehler, welcher durch die undeutliche Gränzlinie des Wassers veranlaßt wird, ist dieselbe 3 Fuß oder 0·9 Mtr. lang, so wird sich das Gefälle bis auf $\frac{1}{2000}$ der Stationslänge sicher erhalten lassen, so daß man mit dieser einfachen Vorrichtung für manche Fälle genügende Resultate erlangen kann, besonders wenn die Stationen kurz genommen werden. Eine weit größere Schärfe gibt schon das

§. 161.

Nivellir-Diopter.

Zur Horizontalstellung dieses Instruments wird eine Libelle angewendet.

Die Fig. 340 zeigt ein solches Diopter. Der 0·4 bis 0·6 Mtr. lange Stab AB trägt an beiden Enden Dioptern, zum Vor- und Rückwärtsvisiren eingerichtet. Die an dem Drehzapfen feste Platte CD hat bei C 2 Stahlspitzen, welche eine Achse bilden, um die sich der Stab AB vermittelst der Schraube G drehen kann. m ist die Feder zur Vermeidung des todten Ganges. Der Zapfen a hat oben eine kuppelförmige Verdickung und liegt in einer Schale von entsprechender Form. Das Feststellen des Zapfens geschieht durch den mit einem Gewinde versehenen Deckel s, welcher in den cylinderförmigen Aufsatz f eingeschraubt wird. Die vorläufige Horizontalstellung geschieht entweder mittelst 4 Schrauben b b' oder 2 Schrauben und eine gegenüberstehende Feder.

Berichtigung des Instruments.

Es handelt sich darum, die Visur mit der Libelle parallel zu stellen.

Man stelle das Instrument in A, Fig. 337, die Latte in B in eine Entfernung von 40 bis 50 Mtr. auf, bringe die Libelle scharf zum Einspielen, nehme die Visirhöhe an der Latte und messe die Höhe des Instruments bis zum Kreuzungspunkt der Faden. Dabei müssen in A und B gehörig feste Punkte am Boden vorhanden sein, am besten in die Erde geschlagene Pfählchen, deren Köpfe horizontal abgeschnitten sind. Sei die Lattenhöhe $= l$, die Instrumenthöhe $= J$, ferner gehe die Visur an der Latte um x zu hoch, so ist wahres Gefälle von A bis B $= l - J - x - f$, wo f den Unterschied zwischen dem scheinbaren und wahren Horizont vorstellt. Nun stelle man das Instrument in B, die Latte in B auf, und verfahre ganz wie oben; sind jetzt die gemessenen Höhen an der Latte und am Instrumente $= l'$ J', so ist das Gefälle von B nach A $= l' - J' - x - f$, denn x und f müssen dieselben Werthe haben wie vorhin. Die Summe beider Gefälle ist aber $= 0$, mithin

$$l + l_1 - J - J' - 2x - 2f = 0$$

woraus $x = \frac{l + l_1}{2} - \frac{J + J'}{2} - f.$

Ist das Instrument fehlerfrei, so muß $x = 0$ werden; erhält man für x einen positiven Werth, so geht die Visur zu hoch; stellt man daher die Zieltafel um das Maaß von x tiefer, so wird sie im scheinbaren Horizont der Visirlinie stehen. Bei negativem x wird die Zieltafel um x erhöht. Im einen wie im andern Falle wird die Visur mittelst der Schraube G eingestellt, und die Blase mit der Correktionsschraube r wieder auf ihren wahren Standpunkt gebracht. Dadurch ist die Visur, für welche die Probe unternommen worden, mit der Libelle parallel gestellt; um auch die entgegengesetzte Visur zu prüfen, wird diese, nachdem begreiflich das Instrument herumgedreht worden, ebenfalls auf dieselbe Zielhöhe scharf eingerichtet. Spielt jetzt die Libelle ein, so sind beide Visuren unter sich und mit der Libelle parallel, wo nicht, so wird man den Fehler durch eine geringe Verrückung des Fadens zu verbessern suchen, oder die Stellung der Blase für die zweite Visur sich besonders merken.

§. 162.

Nivellirinstrument mit Fernrohr und Libelle.

Für Distanzen von 80 bis 100 Mtr., Taf. XVIII., Fig. 339.

Das Fernrohr ist auf den Träger A festgeschraubt. An diesem Träger befindet sich ein Verticalzapfen x, welcher durch den mit der Nußbewegung in Verbindung stehenden Nußzapfen läuft. Dieser Nußzapfen ruht auf der Hülse C und wird mit der Kapsel B festgestellt; in dem Querschnitte bildet er ein Quadrat, dessen eine Kante abgestumpft ist und sich entweder gegen eine Spiralfeder, welche aus dem Gehäuse e heraustritt, oder gegen eine gewöhnliche Bogenfeder anlegt.

In der Hülse C sind 2 Stellschrauben b b, die gegeneinander rechtwinklich stehen, angebracht. Werden nun die Stellschrauben in Thätigkeit gesetzt, so läßt die Nußbewegung des Instruments eine Verticalbewegung des Fernrohrs zu. Durch die so construirte Vorrichtung kann also die Horizontalstellung des obern Theils vom Instrument bewerkstelligt werden. An dem Nußzapfen ist noch ein kleinerer in Grade eingetheilter Kreis $\alpha\,\alpha$ angebracht, damit das Instrument auch zum Winkelabstecken dienen kann. Die Hülse C ist auf die Stativplatte D aufgeschraubt, wodurch mit dem Stative selbst eine stabile Verbindung erzielt wird *).

Berichtigung des Instruments.

Um die Libelle zu prüfen, bringe man dieselbe zum Einspielen und drehe alsdann das Fernrohr um 180°; spielt die Libelle wieder ein, so ist sie parallel mit der Drehungsebene des Instruments; findet eine Abweichung statt, so corrigire man die Hälfte an der Libellenschraube r, Fig. 339, die andere Hälfte an den Fußschrauben des Stativs.

*) Noch andere Nivellirinstrumente sehe man in Schneitter, Instrumente und Werkzeuge der höheren und niederen Meßkunst. Leipzig 1848.

Um die optische Achse des Fernrohrs mit der Libelle parallel zu stellen, kann in gleicher Weise wie mit dem Nivellir-Diopter verfahren werden. Eine andere Methode ist folgende: Es werden, Fig. 342, 3 Pfähle geschlagen, welche gegeneinander einen gleichen Abstand von 30 bis 40 Mtr. haben. Man stellt das Instrument über den Mittelpfahl, die Nivellirlatte auf den Punkt A, und beobachtet, nach vorheriger Einstellung der Libelle, die Lattenhöhe = l; nun dreht man das Fernrohr um 180° und läßt abermals die Libelle einspielen, die Lattenhöhe bei B sei l_1; man begibt sich nun mit dem Instrument nach B, bemerkt dort die Höhe desselben bis zur Achse des Fernrohrs = J, den Abstand $l_1 - J$ trägt man an der Lattenhöhe l des Punktes A abwärts, und richtet das Fadenkreuz genau auf den abgetragenen Punkt, so muß nun, wenn die Libelle mit der optischen Achse des Fernrohrs parallel steht, die erstere einspielen, indem die letztere genau eine horizontale Lage hat. Ist dieß nicht der Fall, so corrigirt man den halben Fehler an der Libelle und den andern halben Fehler an dem Fernrohr, entweder durch die Schraube G, Fig. 340, oder die Stellschraube b b, Fig. 339.

Die Berichtigung des Fadenkreuzes ist äußerst einfach, da es sich nur darum handelt, den Horizontalfaden genau in eine horizontale Ebene zu bringen. Nachdem das Instrument horizontal gestellt worden, visire man auf einen entfernten Punkt und stelle diesen scharf auf den Horizontalfaden ein; nun führe man das Fernrohr etwas hin und her; bleibt bei dieser Bewegung der anvisirte Punkt auf dem Faden, so ist derselbe horizontal, wo nicht, so wird die Ocularröhre etwas gedreht, beziehungsweise der Faden etwas verschoben, bis der Fehler weggeschafft ist.

Bei Instrumenten, wo das Fernrohr sich drehen läßt, ist das Fadenkreuz in die optische Achse zu bringen. Man visirt einen Punkt an und dreht das Fernrohr auf seinen Lagern. Bleibt das Fadenkreuz bei der Drehung auf dem Punkte stehen, so ist dasselbe richtig gestellt, ist dieß nicht der Fall, so verschiebt man es so lange, bis obige Bedingung erfüllt ist.

§. 163.

Nivellirlatten.

Die Nivellirlatten, womit der Abstand der Visirlinie vom Boden gemessen wird, sind in verschiedener Form und Einrichtung gebräuchlich. Bei dem Nivelliren mit der Kanalwaage und dem Nivellir-Diopter bedient man sich der Nivellirlatte mit Zieltafel; dieselbe besteht im Wesentlichen aus einer genau eingetheilten Stange von 2·4—3 Mtr. Länge, längs welcher sich eine Blechtafel von 0·24—0·3 Mtr. Breite und 0·18 Mtr. Höhe verschieben und jedesmal so stellen läßt, daß die Visur ihre Mitte trifft. Ein mit der Tafel verbundener Index oder Vernier gibt dann die genaue Zielhöhe an. Bei allen Nivellirinstrumenten mit Fernrohr und Libelle bedient man sich der Nivellirlatten ohne Zieltafel, Fig. 345, auf deren Eintheilung die Visirhöhe unmittelbar durch das Fernrohr abgelesen werden kann, was außer einer größern Schnelligkeit der Arbeit noch den Vortheil gewährt, daß der Geometer das ganze Geschäft in seiner Hand hat, und nicht zu besorgen braucht, daß der Gehülfe beim Ablesen und Aufschreiben der Lattenhöhe Fehler begehe.

§. 164.

Der Gefällstock.

Ein sehr brauchbares Instrument, um ein vorläufiges Nivellement zu machen oder nur eine Traçe für eine Straße oder Eisenbahn im Gebirge mit einem gegebenen Gefälle zu bestimmen, ist der Gefällstock. Fig. 341.

An einem Stabe DD, an dessen oberem Ende eine messingene Hülse mit einem Gewinde, und an dessen unterem Ende eine eiserne Spitze befestigt ist, befindet sich eine kleine horizontale Schraube r mit genau abgedrehter Spindel, welche als Drehachse für ein hohles vierkantig geformtes Stäbchen AB dient, an dessen Enden sich die Diopter d_1 d befinden. An dem Stäbchen AB sind zwei Schieber m und n angebracht, von welchen zwei in o scharnierartig verbundene dünne Messingstäbchen ausgehen, welche ein gleichschenkliches Dreieck mon bilden, an dessen Spitze o ein Gewicht C befindlich ist. Damit nun das Stäbchen AB bei einer Drehung um seine Achse immer auf der gleichen Stelle der Spindel bleibt, so ist an der Seite desselben ein in eine Gabel ausgehendes Plättchen s angebracht, welches in eine in obiger Spindel eingedrehte Nuthe eingreift.

Sobald die Schieber m und n in gleicher Entfernung von der Achse r festgestellt sind, nimmt das Stäbchen AB eine horizontale Lage an, indem es von beiden Seiten gleich stark angezogen wird. Aendert man aber die Lage des einen Schiebers, so daß etwa die Entfernung rm größer wird als rn, so nimmt der Stab und somit auch die Visirlinie eine schiefe Lage an. Es ist somit klar, daß man bei fester Stellung des einen Schiebers für den andern auf dem Stäbchen AB eine Eintheilung machen kann, welche verschiedenen Gefällen entspricht.

Damit das Instrument möglichst bequem werde, läßt man es in einen Stock, welcher ausgehöhlt ist und dessen Knopf das Gewicht bildet, zusammenlegen.

Angenommen, man wolle von einem beliebigen Punkte A, Fig. 338, eines Bergabhanges eine Linie mit 5% Gefälle abstecken, so stelle man das Instrument in A auf und richte vermittelst der gemachten Eintheilung das Stäbchen AB in die bezeichnete Neigung. Nun lasse man einen Gehülfen mit einer Zieltafel, deren Höhe der Höhe des Instruments entspricht, in derjenigen Richtung den Bergabhang hinaufgehen, nach welcher überhaupt die Linie gehen soll. Befindet sich der Gehülfe an einem Punkte B, bei welchem der Visirstrahl genau die Zieltafel trifft, so ist dieß ein zweiter Punkt der zu suchenden Traçe. Nun begibt man sich mit dem Instrument an diesen Punkt und bestimmt in gleicher Weise einen dritten Punkt u. s. f. Die badischen Ingenieure bedienen sich schon mehrere Jahre dieses Gefällstocks zum Abstecken von Straßen- und Eisenbahntraçen im Gebirge mit sehr gutem Erfolge; zuweilen hat das Instrument die Einrichtung, daß es in einen Spazierstock zusammengelegt werden kann, wodurch es für eine Recognoscirungsreise sehr bequem wird und besonders noch dadurch sich empfiehlt, daß man auf den steilsten Gebirgsabhängen leichter wie mit jedem andern Instrumente arbeiten kann *).

*) In neuester Zeit hat Obergeometer Maier in Carlsruhe einen Gefällmesser construirt, der ebenfalls zu empfehlen ist. Man sehe Förster's Bauzeitung Jahrgang 1856.

§. 165.

Methoden des Nivellirens.

Die Art und Weise des Nivellirens ist für alle Instrumente im Wesentlichen dieselbe, denn immer wird durch das Instrument eine horizontale Visur gebildet und ihre Abstände von jenen Punkten gemessen, deren gegenseitigen Höhenunterschied man sucht. Der Unterschied zwischen den verschiedenen Instrumenten besteht nur in dem verschiedenen Grade ihrer Genauigkeit und der daraus folgenden großen Verschiedenheit der Entfernungen, welche sie zu nehmen erlauben, wenn eine gegebene Schärfe des Nivellements erreicht werden soll.

Man unterscheidet besonders zwei Arten des Nivellirens: das Vorwärts-Nivelliren und das Nivelliren aus der Mitte.

Das Vorwärts-Nivelliren.

Die einzelnen Punkte 0, 1, 2, 3 2c., Fig. 344, welche die Kette des Nivellements bilden sollen, sind entweder schon vorher bestimmt und bei wichtigern Arbeiten mit Pfählen bezeichnet, oder sie werden nur während der Arbeit zweckmäßig gewählt.

Das Instrument wird nun im Anfangspunkte 0, die Latte in 1 aufgestellt, die Zieltafel in die horizontale Visur eingerichtet, und sowohl die Zielhöhe als auch die Höhe des Instruments aufgeschrieben. Ganz dieselbe Operation wiederholt sich, indem das Instrument nach und nach in den Punkten 1, 2 2c. und die Latte jedesmal im nächstfolgenden Punkte aufgestellt wird. Sind die Lattenhöhen der Ordnung nach $= l_1, l_2, l_3$ 2c., die zugehörigen Instrumentshöhen $= J_1, J_2, J_3$ 2c., so ist, wenn wir das Gefälle vom Punkte 0 bis zum Punkte n mit $G_{0 \cdot n}$ bezeichnen,

$$G_{0 \cdot 1} = l_1 - J_1;\; G_{1 \cdot 2} = l_2 - J_2;\; G_{2 \cdot 3} = l_3 - J_3 \text{ 2c.}$$

mithin: $G_{0 \cdot 3} = l_1 + l_2 + l_3 - (J_1 + J_2 + J_3)$ und

allgemein: $G_{0 \cdot n} = l_1 + l_2 + \ldots . l_n - (J_1 + J_2 + J_3 + \ldots . J_n)$.

Bei Distanzen über 180 bis 200 Mtr. muß noch die Verbesserung wegen dem Unterschiede zwischen dem scheinbaren und wahren Horizonte angebracht werden, es ist also statt l zu setzen l — f, mithin wird das Gefälle:

$$G_{0 \cdot n} = l_1 + l_2 + l_3 + \ldots l_n - (J_1 + J_2 + J_3 + \ldots J_n) - (f_1 + f_2 + \ldots \ldots f_n).$$

Die ganze Arbeit wird in eine Tabelle eingetragen, deren Einrichtung folgende sein kann:

Nivellement von A nach B.

Der Horizont geht durch den Punkt 0.

Stations-Nro.	Einzelne Längen	Lattenhöhen	Instrumenthöhen	Gefälle. Einzeln	Gefälle. Zusammen	Bemerkungen.
	m	m	m	m	m	
0	—	—	—	—	0·00	
1	50	2·50	1·40	+ 1·10	+ 1·40	
2	50	1·94	1·51	+ 0·43	+ 1·53	
3	50	1·40	1·84	— 0·44	+ 1·09	
4	50	1·02	1·62	— 0·60	+ 0·49	

Das Fallen des Terrains ist durch +, das Steigen durch — bezeichnet. Die Zahlen der letzten Spalte ergeben sich durch Addition der einzelnen Gefälle. In die Rubrik Anmerkungen werden nähere Bezeichnungen der Stationspunkte, Anknüpfungen derselben an feste Punkte in der Nähe u. s. w. aufgenommen.

Nivelliren aus der Mitte.

Bei dieser Methode wird das Instrument zwischen den zu nivellirenden Punkten 0, 1, 2, 3 2c., Fig. 343, aufgestellt, und von jedem Stationspunkte desselben die Lattenhöhe rückwärts und vorwärts beobachtet. Bezeichnen wir die vorwärts liegenden Lattenhöhen mit L_1 L_2 2c., die rückwärtigen mit

l_0, l_1, l_2 2c., so ist $G_{01} = L_1 - l_0$; $G_{12} = L_2 - l_1$

mithin: $G_{0n} = L_1 + L_2 + \ldots . L_n - (l_0 + l_1 + \ldots . l_{n-1})$.

Diese Methode hat von jener des Vorwärts-Nivellirens wesentliche Vorzüge: 1) die Entfernungen der Stationen 0, 1, 2 2c. können größer genommen werden; 2) die Messung der Instrumenthöhe fällt weg; 3) Steht das Instrument ziemlich in der Mitte zwischen zwei Punkten, so fällt nicht nur die Verbesserung f weg, sondern es hat auch auf die Richtigkeit der Arbeit keinen Einfluß, falls etwa das Instrument nicht genau rectificirt sein sollte, weil der Fehler rückwärts und vorwärts derselbe ist, folglich im Gefälle sich aufhebt; 4) das Instrument kann auch auf der Seite der zu nivellirenden Linie aufgestellt werden.

Das Nivellement wird auch hier in eine Tabelle von folgender Form eingetragen:

Nivellement von A nach B.

Horizont durch Punkt 0.

Stations-Nro.	Nro. der Punkte.	Abgelesene Höhen rückwärts.	Abgelesene Höhen vorwärts.	Differenz.	Abstand vom Horizont.	Entfernung der Punkte.	Bemerkungen.
		m	m	m	m	m	
I.	1	0·80					
	2		2·80	+ 2·00	+ 2·00	60	
II.	2	1·20					
	3		1·54	+ 0·34	+ 2·34	70	
III.	3	1·85					
	4		0·85	— 1·00	+ 1·34	55	
IV.	4	2·04					
	5		0·64	— 1·40	— 0·06	60	

Welche Punkte nivellirt werden sollen, in welchen Abständen sie zu wählen, mit welcher Genauigkeit die ganze Arbeit durchzuführen, hängt von dem jedesmaligen Zwecke des Nivellements, den verschiedenen Local- und Terrainverhältnissen ꝛc. ab, daher sich allgemeine Vorschriften über die spezielle Praxis des Nivellirens nicht wohl geben lassen.

Im Allgemeinen unterscheidet man: Generalnivellements, Detailnivellements und Flächennivellements. Die erstern werden unternommen, um vorläufig über die Ausführbarkeit eines Straßen-, Eisenbahn- oder Flußbaues zu entscheiden, die zweckmäßigste Traçe aufzufinden ꝛc., in welchem Falle sie auch Recognoscirungs-Nivellements genannt werden. Die Stationen sind dabei gewöhnlich sehr groß und man bedient sich eines Instruments mit Fernrohr und Libelle. Bei den Detailnivellements folgen die Punkte in viel kürzeren Entfernungen aufeinander, weil jede erhebliche Senkung und Steigung des Bodens berücksichtigt werden muß, um ein genaues Profil der ganzen Linie herzustellen, welches die Grundlage zu einer wohlbegründeten Kostenberechnung für den Bau einer Straße, Eisenbahn ꝛc. abgeben soll. In der Ebene sind die Abstände der Punkte 30 bis 60 Mtr., im Gebirge oft nur 10 bis 15 Mtr., man kann deshalb auch einfachere Nivellirinstrumente zu derlei Arbeiten verwenden, z. B. das Nivellir-Diopter, die Wasserwaage. —

Zum vollständigen Nivellement einer zu bauenden Straße oder Eisenbahn gehören auch die Querprofile, welche senkrecht auf das Längenprofil gelegt werden, und die Gestalt der Terrainoberfläche in dieser Richtung bestimmen. Sie erstrecken sich meistens nur 3 bis 6 Mtr. zu beiden Seiten der Längenachse, werden mit einem Stande des Instruments aufgenommen und erhalten je nach der Form des Terrains mehr oder weniger einzelne Punkte. Wo die Querprofile zu nehmen sind und in welchen Entfernungen sie aufeinander folgen sollen, hängt natürlich von der Gestaltung des Terrains und von der Genauigkeit ab, mit welchen überhaupt die ganze Arbeit ausgeführt werden soll.

Das Nivelliren einer Fläche kommt vor, wenn sumpfige Strecken trocken gelegt, Vertiefungen ausgefüllt, unebener Boden planirt werden soll. Die gegenseitige Verbindung der zu nivellirenden Punkte kann zu diesem Zwecke auf verschiedene Weise bewirkt werden. Man kann sie nämlich frei in der Fläche zerstreuen und im Situationsplane durch ein Dreiecksnetz verbinden, oder man denkt sich die Fläche durch eine Reihe unter sich paralleler Verticalebenen geschnitten und nivellirt jedes einzelne so entstehende Profil. Letzteres Verfahren ist zur Berechnung des Kubikinhaltes der Ab- und Aufträge fast in allen Fällen das bequemste. Daß alle einzelnen Nivellements auf einen gemeinschaftlichen Horizont bezogen werden müssen, ist für sich selbst klar.

§. 166.

Zeichnen der Nivellements-Profile.

Die nivellirten Linien werden gewöhnlich in Profilzeichnungen dargestellt, wozu die horizontalen Entfernungen die Abscissen und die Gefälle die Ordinaten bilden, deren Enden durch eine stetige krumme Linie verbunden werden. Damit

aus einer solchen Zeichnung die Ordinaten viel genauer abgenommen werden können, als die Abscissen, so trägt man erstere in einem 10 bis 100 Mal größern Maßstabe auf, wodurch ein verzerrtes Bild entsteht. Der Maßstab für die Längen ist gewöhnlich der gleiche wie der der Situation.

Die Querprofile werden gewöhnlich etwas größer aufgetragen und nicht verzerrt, bei Straßen und Eisenbahnen ꝛc. ist der Maßstab gewöhnlich $^1/_{100}$ der natürlichen Größe. Die Nummern der Querprofile müssen mit den Nummern in dem Längenprofil correspondiren.

Bei den Generalnivellements wird der Horizont durch gewisse Fixpunkte gelegt, deren Abstände von dem Meeresspiegel bekannt sind.

Durch die Einzeichnung des Erdwerks in die Längen- und Querprofile, erhält man an allen abgesteckten Punkten desselben die Auf- und Abtragskoten, woraus alsdann die Planumstabelle aufgestellt werden kann.

§. 167.

ad. 3. Absteckung des Erdwerks nach dem Plane.

Hat man bei der Anfertigung des Planes hinlänglich viele Fixpunkte aufgenommen, so ist die Absteckung des Erdwerks auf dem Terrain eine einfache Operation der praktischen Geometrie, welche am besten mit Hilfe der Kreuzscheibe und einigen Meßruthen geschieht.

Handelt es sich um die definitive Absteckung einer Eisenbahnlinie oder überhaupt irgend einer Communikationslinie, so muß die Arbeit auf trigonometrische Punkte gestützt werden.

Die Absteckung gerader Linien unterliegt in der Regel keinen Schwierigkeiten, und kann auf verschiedene Arten, wie es die localen Verhältnisse gerade bedingen, vorgenommen werden.

Wichtiger und auch schwieriger ist:

§. 168.

Das Ausstecken der Kreisbogen u. s. w.

Bei dem Baue der Straßen- und Eisenbahnen kommt vorzüglich die Aufgabe vor, Kreisbogen, oder überhaupt stetige Kurven unter verschiedenen gegebenen Bedingungen auszustecken*).

Erste Methode.

Sei A (Fig. 348) der Ursprung, AB die gegebene Richtung der Tangente, der gegebene Halbmesser = R. Setzen wir die beliebige Länge $A\alpha = x$, und errichten in α eine Senkrechte $\alpha\,\beta = y$ bis an den Kreis, so ist, wenn $\beta\,\gamma$ parallel zu AB gezogen, im $\triangle\, C\,\beta\,\gamma$, $C\,\beta = R$, $\beta\,\gamma = x$, $C\,\gamma = R - y$ mithin

*) Stampfer, Anleitung zum Nivelliren.

$$(R - y)^2 + x^2 = R^2 \text{ und}$$

$$R - y = R\sqrt{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right)} \text{ oder nahe}$$

$$y = \frac{1}{2}\frac{x^2}{R} + \frac{1}{8}\frac{x^4}{R^3} \ldots . \; 1.$$

Um mehrere Punkte des Bogens zu erhalten, steckt man in der Tangente mehrere Punkte 1, 2, 3 rc. (Fig. 349) aus, und trägt an denselben die entsprechenden Ordinaten y_1 y_2 rc. auf, die nach obiger Formel (1) berechnet werden können. Will man vom Punkte 4 aus eine neue Tangente legen, so stelle man in 4 ein Winkelinstrument auf, und mache den Winkel A 4 B = 180° — 2e. Zur Bestimmung von e hat man:

$$\text{tang } e = \frac{x_4}{R}.$$

Auf dieser zweiten Tangente wiederholen sich ganz dieselben Maße, wie auf der ersten, und man sieht leicht, wie auf gleiche Weise mehrere Tangenten angelegt und so der Bogen beliebig fortgesetzt werden kann.

Ohne Winkelinstrument läßt sich die Lage der folgenden Tangenten so bestimmen: Man errichte in A auf A4 eine Senkrechte Ai und mache Ai = x_4 tang $2e = 4\,y_4 + \frac{3}{2}\frac{x_4^4}{R^3}$, so ist durch die Punkte i und 4 die Lage der zweiten Tangente bestimmt.

Zweite Methode.

Es sei (Fig. 351) A der Ursprung; auf der Tangente Ab trage man gleiche Theile Aa, ab auf, so ergeben sich die Punkte 1, 2 ganz wie oben, indem man in a und b die Ordinaten y_1 y_2 aufsetzt. Eine Gerade von a über den Punkt 2 bildet die zweite Tangente, auf welcher in c, d die vorigen Abscissen und Ordinaten wiederholt werden. Man sieht von selbst, daß auf diese Art der Bogen beliebig weit fortgesetzt werden könne. Das Verfahren beruht auf Folgendem: Es sei Ab = x_2, b2 = y_2, das Maß von b bis a, dem wahren Durchschnittspunkte der folgenden Tangente, sei = u, so ist, da Aa und a2 einander gleich sein müssen, aus dem $\triangle$ ab2

$$u^2 + y_2^2 = (x_2 - u)^2 \text{ und}$$

$$u = \frac{1}{2}x_2 - \frac{y_2^2}{2x_2} \text{ oder}$$

$$u = \frac{1}{2}x_2 - \frac{1}{8}\frac{x_2^3}{R^2},$$

wenn man nämlich für y_2 seinen Werth $= \frac{1}{2} \cdot \frac{x_2^2}{R}$ setzt.

Strenge genommen soll also u etwas kleiner sein als $\frac{1}{2}\,x_2$, allein so lange x_2 nicht größer ist als $\frac{1}{20}$ R, ist der Fehler so unbedeutend, daß man ihn in den meisten Fälle unberücksichtigt lassen kann.

Dritte Methode.

Anstatt mittelst Tangenten von außen kann man auch mittelst Sehnen innerhalb des Bogens herumgehen. Es sei Fig. 352 A der Ursprung, AF die

gegebene Richtung der Tangente, die gegebene oder willkührlich angenommene Sehne AB = 2c; es ist, wenn α der Halbirungspunkt der Sehne $\sin e = \frac{c}{R}$ und bekanntlich Winkel B A F = e. Setzt man also diesen Winkel e an die Tangente und trägt in der erhaltenen Richtung das Maß 2c auf, so erhält man B als Punkt des Bogens. In B mache man den ∢ A B D = 180° − 2e, so kann man BD = AB auftragen und auf diese Weise beliebig weit fortfahren, indem man sich immer mit dem Instrumente in den einzelnen Punkten aufstellt.

Um mehrere Punkte des Bogens mit einer Sehne zu erhalten, setzt man auf derselben mehrere Ordinaten in gleichen Abständen auf. Es ist am einfachsten, 1, 3 oder 5 Ordinaten anzuwenden; ist wie oben c die halbe gegebene Sehne, y die mittlere oder größte Ordinate, so ist:

$$y = \frac{1}{2}\frac{c^2}{R} + \frac{1}{8}\frac{c^4}{R^3}$$

mit drei Ordinaten

$$y_1 = y_3 = \frac{3}{4}y + \frac{3}{128}\frac{c^4}{R^3}$$

mit fünf Ordinaten

$$y_1 = y_3 = \frac{5}{9}y + \frac{11}{360} \cdot \frac{c^4}{R^3} \text{ und}$$

$$y_2 = y_4 = \frac{8}{9}y + \frac{1}{81}\frac{c^4}{R^3}.$$

Vierte Methode.

Man stelle das Instrument im Anfangspunkt A (Fig. 356) auf, wo AF die gegebene Richtung der Tangente, und mache ∢ FAa = e; $\sin e = \frac{c}{R}$; wenn die Sehnen Aa, ab, bc 2c. alle einander gleich und 2c sind, so sind auch die Winkel FAa, aAb, bAc 2c. einander gleich; stellt man demnach das Instrument nach und nach auf die Winkel e, 2e, 3e 2c., so erhält man die Visuren nach den Punkten a, b, c 2c. Wird nun die Meßkette in a befestigt und auf derselben das Maß der Sehne = 2c genommen, so kann das zweite Ende vom Geometer in den Punkt b einvisirt werden; hierauf befestigt man die Kette in b und visirt ihr zweites Ende in den Punkt c ein, welche Operation man so lange fortsetzen kann, als es die Umstände erlauben.

Wird es nöthig, zur weitern Fortsetzung das Instrument in einem folgenden Punkte, z. B. in c, aufzustellen, so hat man blos den Winkel bcd = 180 — 2e zu machen, um die Lage der Sehne cd zu erhalten, an welche man neuerdings die Winkel e, 2e, 3e 2c. ansetzen, überhaupt das frühere Verfahren wiederholen wird.

Beliebige kontinuirliche Kurven abzustecken.

Es kommen Fälle vor, wo es sich im Allgemeinen nur darum handelt, irgend zwei gerade unter einem beliebigen Winkel sich schneidende Linien durch eine stetige Kurve zu verbinden. Eine solche Kurve kann annähernd eine Kegelschnittslinie

sein, sie kann aus mehreren Kreisbogen zusammengesetzt werden und heißt alsdann Korblinie.

Nach der dritten Methode kann eine kontinuirliche Kurve ausgesteckt werden, indem man über den einzelnen Sehnen Kreisbogen von verschiedenen Halbmessern construirt, und dabei die Länge der Sehnen und die Anzahl der Ordinaten auf jeder Sehne nach der Stärke der Krümmung zweckmäßig wählt. In Fig. 346 ist das ganze Verfahren versinnlicht. Es seien die Halbmesser der aufeinanderfolgenden Bogen R_1, R_2, R_3 2c. Die zugehörigen halben Sehnen c_1, c_2, c_3 2c., so ist $\sin e_1 = \frac{c^1}{R_2}$; $\sin e_2 = \frac{c_2}{R_2}$ u. s. w.

Sind zwei angränzende Bogen entgegengesetzt gekrümmt, so ist der ∢ e des zweiten Bogens in Bezug auf den vorhergehenden negativ zu nehmen. Damit die Bogen stetig sich verbinden, hat man zu machen:

$$\triangle ABD = 180^\circ - (e_1 + e_2)$$
$$\triangle BDE = 180^\circ - (e_2 - e_3)$$
$$\triangle DEF = 180^\circ - (e_3 + e_4) \text{ 2c.}$$

Sind die Sehnen bestimmt, so hat man nur noch auf jeder derselben, um die einzelnen Kurvenpunkte zu erhalten, die nöthige Anzahl von Ordinaten aufzusetzen, welche nach den frühern Formeln zu berechnen sind.

Viertelsmethode.

Eine sehr einfache Methode zur Absteckung einer Kreislinie ist folgende (Fig. 353): Es seien die beiden Berührungspunkte und der Scheitelpunkt des Bogens gegeben, so ziehe man, um einen zweiten Kurvenpunkt zu finden, die Sehne ac, halbire dieselbe, trage den Pfeil ef = 1/4 cd auf, so ist e der gesuchte Punkt; um einen dritten Punkt zu finden, ziehe man die Sehne ae, errichte in deren Mitte die Senkrechte gh und mache sie gleich 1/4 ef, so fahre man fort, bis die erwünschte Anzahl Kurvenpunkte vorhanden ist.

Halbirungsmethode.

Die beiden beliebig angenommenen Berührungspunkte a und b, sowie der Durchschnittspunkt o seien gegeben. Fig. 355. Man halbire die Linien ao und bo, ziehe de, halbire in i, so ist dieß der Scheitelpunkt der Kurve; nun halbire man die Linien ad und di, ziehe gf, halbire gf in h, so ist dieß ein weiterer Kurvenpunkt. In gleicher Art setze man das Verfahren fort, bis die erwünschte Anzahl der Kurvenpunkte vorhanden ist.

Zur Construction kleinerer Bogen hat man noch folgende Methoden:

1) Man nimmt ao = ob, Fig. 354, gleich der im Plane abgegriffenen Länge, theilt mit dem Winkelinstrument den Winkel aob in eine gewisse Anzahl, z. B. vier, sechs oder acht gleiche Theile, den Winkel oba in eine gleiche Anzahl, und sucht die Durchschnittspunkte der Seiten a1 mit b1, a2 mit b2, a3 mit b3, so sind dieß Punkte der Verbindungskurve. Die Kurve ist eine Kreislinie.

2) Man theile die Linien ao und bo (Fig. 347) in eine gleiche Anzahl gleicher Theile, ziehe die Linien a1, 1,2, 2,3, 3,b, so bilden diese das umschrie-

bene Polygon der Verbindungskurve, welche natürlich um so genauer wird, je mehr Polygonseiten oder Theile man angenommen hat. Die Kurve ist eine Parabel zweiten Grades.

3) Man kann auch den Bogen durch Versuche ausstecken, indem man von dem Punkte A (Fig. 350) eine beliebige Länge Ab abträgt, hierauf die Senkrechte b1 von einer gleichfalls beliebigen Länge errichtet, und den Punkt 1 mit einem Pfahl bezeichnet; zur Bezeichnung eines zweiten Kurvenpunktes ziehe man die Linie A1c und mache Ac = Ab und den Perpendikel c2 = b1, so ist 2 der gesuchte Punkt; nun ziehe man die Linie 12d, mache 2d = 1c und d3 = c2, so hat man einen dritten Punkt der Kurve; so fahre man fort bis zum Punkte B. Mit einiger Uebung trifft man schon bei dem zweiten Versuche auf den gegebenen Endpunkt. In sehr dicht besetzten Waldungen ist diese Absteckungsart öfters nur allein anwendbar.

[Aufgaben, welche beim Ausstecken der Straßen und Eisenbahnen vorkommen, im Vortrage.]

§. 169.

ad. 4. Profilirung des Erdwerks.

Unter Profiliren des Erdwerks versteht man die Absteckung und Bezeichnung der Form mehrerer Querschnitte des Erdwerks mit Pfählen und Latten in der Art, daß man sich das Erdwerk selbst deutlich vorstellen kann.

Für die Ausführung eines Erdwerks ist eine gute Profilirung von großem Vortheile, da man die kubische Masse des Auf- und Abtrags genau an Ort und Stelle ermitteln, auch die Absteckung des Erdwerks leicht controliren kann.

Die zum Profiliren nöthigen Werkzeuge sind: Das Nivellirinstrument, die Visirkreuze, die Setzlatte mit Bleiwaage, Absteckstäbe, Meßlatten, Kreuzscheibe, Senkel, Vorschlageisen mit Schlegel.

Die Haupthöhenpunkte des Erdwerks werden aus dem Längenprofil bestimmt oder mit dem Nivellirinstrumente nach gewissen Fixpunkten festgelegt. Die Zwischenpunkte werden mit den Visirkreuzen zwischen je zwei Hauptpunkte in ihre richtige Höhe gebracht.

Hat man die Achse des Erdwerks mit Pfählen und Latten festgelegt, so werden von diesen aus die Breiten abgemessen, an den Kanten- und Böschungspunkten Pfähle oder Latten aufgestellt und die Höhen derselben mit der Setzlatte und Bleiwaage bestimmt. Zum Senkrechtstellen sämmtlicher Latten bedient man sich des einfachen Senkels.

Auch die Böschungen des Erdwerks werden in der Regel mit Latten angegeben; man bestimmt den Böschungswinkel entweder mit einer eingetheilten Bleiwaage oder mit einer besonders aus Latten angefertigten Lehre, welche mit einem Senkel versehen ist.

Das Vorschlageisen mit dem Schlegel wird nur in dem Falle gebraucht, wenn der Boden sehr hart ist und das Eintreiben der Profilpfähle oder der zugespitzten Profillatten nicht gestattet.

Bei Abgrabungen beschränkt sich in der Regel die Profilirung darauf, daß man die Hauptpunkte des Erdwerks auf dem Terrain bezeichnet und ihre Tiefe durch Ausgrabung des Bodens angibt; bei Straßen an Bergabhängen pflegt man schmale Einschnitte zu machen, welche genau das Profil des Erdkörpers bezeichnen.

β. Eigentliche Bildung des Auftrags.

Erst nachdem die Vorarbeiten vollständig beendigt sind, kann mit der eigentlichen Bildung des Auftrags begonnen werden.

Jede in Auftrag gebrachte aufgelockerte Erde nimmt einen größern Raum ein, wie im Abtrage. Das Verhältniß der Vergrößerung des Volumens hängt natürlich von der Beschaffenheit des Bodens ab. Umpfenbach*) sagt, daß die Erde (Dammerde), welche man einer Stelle von gegebener Grundfläche lose aufschüttet, an letzterer $^1/_3$ bis $^2/_3$ mehr Höhe als im Abtrage, und daß, wenn man auch die gewöhnlichen Mittel, um sie im Auftrage zusammenzudrücken, anwendet, sie doch immer dort noch $^1/_{12}$ bis $^1/_8$ mehr Höhe haben wird. Nach einer starken Winterfeuchtigkeit schwindet sie jedoch noch mehr, so daß man annehmen kann, daß nach einem Jahre die Erde im Auftrage nur noch 5 bis 7 Procent Kubikinhalt mehr hat wie im Abtrage. Andere Bodenarten vermehren ihr Volumen um 10 bis 14 Procent. Bei den Felsensprengungen am Isteiner Klotz fand man, daß 100 Kubikfuß fester Jurakalk 183 Kubikfuß loses Material geben. Von diesem Material gingen 118 Kubf. in 100 Kubf. zusammen.

Bei größern Erdarbeiten ermittelt man das Verhältniß der Kubikinhalte des Auf- und Abtrags durch einige Versuche.

Je höher eine aufgelockerte Erde auf einmal aufgeschüttet wird, um desto größer wird das spätere Zusammensetzen oder Sacken des Auftrags ausfallen, indem die einzelnen Erdtheilchen durch den Druck der über ihnen ruhenden Erde einander näher gerückt werden. Dieses Zusammensetzen wird äußerst langsam vor sich gehen und es dauert oft 1 oder 2 Jahre, bis der Auftrag die Festigkeit des gewachsenen Bodens erreicht hat.

Bei der Bildung des Auftrags ist es aber Hauptgrundsatz, ein schnelles und möglichst geringes Sacken der Erdmasse zu erzielen, weshalb allerwärts die Regel besteht, daß die Erde immer nur in niedern Schichten von 0·18 bis 0·3 Mtr. oder 6 bis 10 Zoll Höhe in Auftrag gebracht werden darf.

Um ein schnelleres Sacken zu bewirken, wird jede Schicht mit 12 bis 15 Kilog. schweren Stampfen festgerammt, oder man läßt, wenn die Transporte durch Schieb- oder Pferdekarren geschehen, diese in verschiedenen Bahnen darüber fahren, und die sich zeigenden Spuren immer zuziehen, damit die ganze Breite gleichmäßig befahren werde; oder man sucht endlich Wasser auf den Auftrag zu leiten, damit derselbe vollständig durchwässert und dadurch zu einer festen Masse werde.

Das Befahren der losen Erde durch Fuhrwerke ist in der Regel das beste Mittel, einen Auftrag schnell zu befestigen; nur solche Stellen, wo man mit

*) Theorie des Neubaues rc., der Kunststraßen von F. A. Umpfenbach, Berlin 1830.

den Fuhrwerken nicht hinkommen kann, müssen alsdann gestampft werden. Das Bewässern der Aufträge ist bei Straßenbauten in dem Falle anwendbar, wenn eine Quelle auf die Straße geleitet werden kann; bei Eisenbahndämmen ist es sehr nothwendig in solchen Fällen, wo die Förderung der Erde mit Kippwagen auf Dienstbahnen geschah; hier lohnt es sich öfters, das Wasser mittelst Pumpen oder archimedischen Schrauben auf den Auftrag zu heben und daselbst in Rinnen fortzuleiten.

Selbst bei Anwendung dieser Mittel wird ein Auftrag nach Verfluß eines Jahres eine Senkung zeigen; wollte man die Größe dieser Senkung für eine gewisse Erdart theoretisch bestimmen, so müßte man folgend verfahren: Für die Höhen der Aufträge h, h^1, h^2, h^3 rc. habe man die Senkungen δ, δ^1, δ^2, δ^3 rc. beobachtet, so kann man allgemein setzen:

$$\delta = \alpha h + \beta, \text{ ebenso}$$
$$\delta^1 = \alpha h_1 + \beta$$
$$\delta^2 = \alpha h_2 + \beta$$
$$\delta^3 = \alpha h_3 + \beta \text{ rc.}$$

Hat man n Gleichungen, so gibt ihre Summe

$$[\delta] = \alpha [h] + n \beta. \quad (1)$$

Wird jede einzelne Gleichung mit dem Coefficient von α multiplicirt und werden die so erhaltenen Gleichungen abermals summirt, so ergibt sich:

$$[\delta h] = \alpha [h^2] + \beta [h]. \quad (2)$$

Aus den Gleichungen 1 und 2 lassen sich die Werthe von α und β ermitteln. Z. B. für Dammerde findet man $x = 0{\cdot}073$ und $\beta = - 0{\cdot}055$, folglich:

$$\delta = 0{\cdot}073 . h - 0{\cdot}055 \text{ m}$$

und

$$\delta = 0{\cdot}073 \text{ h} - 0{\cdot}185 \text{ bad. Fuße.}$$

Für sehr sandigen Boden gibt Hagen $\delta = 0{\cdot}041 h$
" " thonigen " " " $\delta = 0{\cdot}083 h$.

Die aufzubringende Erde muß stets rein sein. Es dürfen keine Rasen, kein Torf, keine Wurzeln, Aeste rc. sich darin befinden. Obwohl Kies, Gerölle, Steinabfälle gute Materialien für Straßen und Eisenbahndämme sind, so dürfen sie im Kanalbau nur mit großer Vorsicht verwendet werden, damit sie nicht zu einem starken Durchquellen Veranlassung geben; das Gleiche gilt für den sandigen und thonigen Boden.

Es ist niemals gut, wenn verschiedene Bodenarten in einem Dammkörper unregelmäßig abgelagert werden, man muß vielmehr immer den Abtrag etwas sortiren, und namentlich den bessern Boden zur Verkleidung der Dossirungen oder zur Bildung eines in der Achse des Dammes liegenden Kerns verwenden. Die Verkleidung der Dossirungen mit besserer Erde befördert den Graswuchs, ist also zur Befestigung des Dammes sehr nützlich; ein zusammenhängender Kern von besserer Erde ist hauptsächlich für Dämme oder Deiche sehr zu empfehlen, indem er die Bildung von durchgehenden Wasseradern verhindert.

Wenn der Dammkörper genau nach den abgesteckten Profilen vollendet ist,

so werden die Dossirungen und die Kronenebene geebnet und durch hölzerne Schlegel oder mittelst Stampfen befestigt.

Die Böschungen oder Dossirungen eines Dammes werden gewöhnlich verkleidet. Die einfachste Bekleidung bildet die Rasendecke; diese kann entweder durch Belegen mit den abgestochenen Rasen, oder auch durch Besamung gebildet werden. Letzteres ist vorzuziehen, indem sich der aufgelegte Rasen nicht innig mit dem Untergrunde verbindet. Ist Rasen vorräthig, so muß man bei dem Auflegen dafür sorgen, daß er nicht zu stark eingetrocknet ist und daß auch der Untergrund etwas angefeuchtet wird; ist der Rasen fest aneinander schließend aufgelegt, so wird er mit einem hölzernen Schlegel festgeschlagen, damit er überall mit dem Boden in Berührung kommt, ein häufiges Begießen bei trockener Jahreszeit ist sodann eine nothwendige Bedingung zur Erzielung einer innigen Vereinigung des Rasens mit dem Untergrunde.

Die Bildung des Rasens durch Besamung ist weit einfacher und billiger, allein sie hat eben den Nachtheil, daß die Rasendecke sich erst nach einigen Jahren ausbildet. Zweckmäßig ist es, im Frühjahre gleichzeitig mit dem Grassamen auch Hafer anzusäen, indem dieser bald etwas Schutz gewährt.

Ist der Boden so schlecht, daß die Bildung des Rasens durch Besamung unmöglich ist, und auch kein brauchbarer Rasen beigeschafft werden kann, dann bleibt kein anderes Mittel, als die Dossirungen mit einer besseren Erde, wenn auch nur auf eine Höhe von 0·18 — 0·3 Mtr., zu bedecken.

Zuweilen hat man bei Dammschüttungen von Thonboden, um die Dossirungen vor Abrutschungen zu sichern, den besseren Boden mittelst Zungen in den Dammkörper eingreifen lassen. Ein Beispiel davon gibt ein Damm der Paris-Versailles-Eisenbahn, Taf. XXI., Fig. 389. Es kann übrigens diese Methode nicht empfohlen werden, indem sich das Wasser an den hervorstehenden Thonzungen gegen den Kern des Dammes hinzieht und ihn erweicht. Weit besser ist die Anordnung Fig. 390, wo in den Thonboden zahnförmige Einschnitte mit Gefälle und Gegengefälle gemacht sind, und das Wasser an den tiefsten Punkten durch Sickergraben in die Seitenabzugskanäle geführt wird.

Sollte der Damm an seinem Fuße vom Wasser bespült werden, so müßte derselbe gegen eine Auswaschung gesichert sein. Die Deckung des Fußes wird je nach der Strömung des Wassers verschieden hergestellt werden. Bei schwacher Strömung genügt die Bedeckung der Dossirung mit Rasen oder die Weidenbepflanzung; bei starker Strömung hingegen muß entweder eine Rauhwehre oder irgend ein Faschinat angelegt, oder eine lose Steinschüttung oder auch eine Steinabpflasterung angewendet werden. Letztere widersteht wegen der ebenen Oberfläche sowie wegen der geschlossenen Lage der Steine sehr kräftig der Strömung und dem Stoße des Eises, übrigens muß sie einen festen Fuß haben, welchen man gewöhnlich durch eine Steinschüttung bildet, die durch ein kleines Bankett von dem Pflaster getrennt ist, damit das letztere nicht bei einer etwaigen Senkung des ersteren Noth leidet.

Führt ein Damm mitten durch ein Wasser, so kann er nur aus steinigtem Material, wie etwa aus Kies, Gerölle, Steinabfällen, Bruchsteinen dargestellt

werden, oder, wenn dieses nicht in hinreichendem Maße zu Gebote steht, indem man ihn, wenigstens bis über den Wasserspiegel, aus Kies und Faschinen zusammensetzt. Ein Beispiel davon zeigt ein in Holland ausgeführter Eisenbahndamm, Taf. XXI. Fig. 391; der eigentliche Dammkörper besteht aus Faschinen und Kies, die Bahn liegt aber auf einem Kiesbette.

Ungeachtet der regelmäßigen Ausführung eines hohen Dammes zeigt derselbe doch meist, wenn auch erst später, gewisse Aenderungen in seiner Form. Die anfängliche Gestalt des Dammprofils ist ein Trapez abcd, Fig. 392; indem nun aber jede horizontale Schicht eine Pressung von den darüberliegenden Schichten erleidet, wird ihre Höhe etwas geringer und ihre Breite größer; die unterste Schicht an dem natürlichen Boden durch die Cohäsion und Reibung festgehalten, verbreitert sich nicht und es entsteht daher die Form omdcni, welche jedoch voraussetzt, daß die Böschungen geschützt sind. Anders gestaltet sich die Trapezform des Querprofils, wenn die Böschungen nicht geschützt sind, und folglich fortwährend den Einflüssen der Witterung und des Frostes ausgesetzt bleiben; hier bemerkt man die Form lsphrk als das Resultat oben beschriebener Wirkung und der Abwaschung von Material, welches sich an dem Dammfuße anlegt.

Zur möglichsten Vermeidung solcher Formänderungen großer Dämme hat man nur 2 Mittel, nämlich die Erde lagenweise festzustoßen und die Böschungen auf irgend eine Art zu schützen, etwa auch mit einigen Banketten zu versehen.

Obgleich im Allgemeinen die großen Aufträge eine sehr breite Basis erhalten und somit ihr ganzes Gewicht auf eine große Fläche vertheilt wird, so ist es doch von großer Wichtigkeit, die Natur des Bodens, auf welchen sie zu liegen kommen, genau zu kennen. Thon- und Torf- oder Moorboden senken sich unter der Last einer hohen Ausfüllung oft sehr bedeutend und weichen zu beiden Seiten hin aus; man hat Beispiele, wo die Einsenkung 3 bis 4 Mtr. betrug und oftmals die Dämme auf eine große Länge sich spalteten. Die Fig. 393 zeigt einen solchen Fall, wie ihn Minard*) beobachtete.

Aufträge der Art erfordern eine weit größere Masse Erde als die Berechnung angibt; je nach dem mehr oder weniger dichten Zustande des Bodens, auf den der Auftrag zu liegen kommt, ist eine Menge Erde zuzusetzen, welche $1/4$ bis zur ganzen Dammmasse beträgt.

Eine vollständige Aushebung des schlechten Bodens auf eine gewisse Tiefe würde zu große Kosten veranlassen und dürfte deshalb wohl nie angewendet werden; hingegen gibt es Fälle, wo eine theilweise Ausgrabung des Bodens in Form von sogenannten Wolfsgruben sehr zweckmäßig ist; dabei werden diese Wolfsgruben mit Sand oder Lehm ausgestampft, wodurch auch der zwischen denselben liegende Boden comprimirt wird und somit eine größere Festigkeit erhält. Zwischen Augsburg und München wurde der Eisenbahndamm auf eine lange Strecke in der erwähnten Art über einen Torfgrund geführt. Am zweckmäßigsten

*) Cours de Construction des Ouvrages qui établissant la Navigation des Rivieres et de Canaux, par Minard. Paris 1841.

wird es sein, die weiche Erde, worauf der Damm zu liegen kommt, durch lagenweise Aufführung des Auftrags zu comprimiren.

§. 170.

Ausführung großer Einschnitte.

Große Erdeinschnitte kommen insbesondere bei Eisenbahnen und Kanälen vor; bei letztern gemeinhin da, wo dieselben die Wasserscheide überschreiten und in der Nähe von unterirdischen Durchgängen. Sie bieten beinahe immer große Schwierigkeiten in der Ausführung dar, die theils aus der ungleichen Beschaffenheit des Bodens, theils aus dem Bestehen von Quellen hervorgehen. Eine genaue Kenntniß des zu durchstechenden Bodens ist hier vor Allem erforderlich; geognostische Untersuchungen der betreffenden Gegend führen zwar auf das Alter, die Reihenfolge und relative Lage der verschiedenen Erdschichten, allein sie lassen den Ingenieur nicht zur Kenntniß ihrer absoluten Höhen, ihrer Mächtigkeit, Dichtigkeit und Durchdringlichkeit gelangen, weshalb man noch Bohrversuche machen und öfters sogar Probeschächte abteufen muß.

Wenn die Einschnitte im Felsboden ausgehoben werden, so geschieht dieses zuweilen bei sehr lockern Gebirgsarten durch bloßes Abhauen oder Abschroten mit dem Pickel; bei manchem geschichteten und weichen Gesteine geht es auch an, einzelne Lagen mit Brechstangen zu lösen und abzubrechen. Der gewöhnliche Fall ist übrigens der, daß der Felsen so hart und fest ist, daß diese Mittel sich als ganz erfolglos erweisen; man muß alsdann zum Sprengen mit Pulver seine Zuflucht nehmen.

Sind die Einschnitte in aufgeschwemmtem Boden vorzunehmen, so geschieht dieses durch gewöhnliches Abgraben.

Bei dem Transport des Abtrags kommt es darauf an, ob derselbe zu Aufdämmungen verwendet werden muß, oder ob er keine weitere Verwendung findet und zur Seite des Einschnitts abzulagern ist. Im ersten Falle geschieht der Transport am Besten mit Kippwagen auf Dienstbahnen, oder wenn dazu die nöthigen Bedingungen fehlen, mit vierrädrigen Wagen. Im letztern Falle muß die Erde gehoben werden, und man bedient sich häufig der Schieb- oder Rollkarren, die mit irgend einer einfachen mechanischen Vorrichtung eine schiefe Ebene hinaufgezogen werden.

In keinem Falle darf die Ablagerung des Abtrags zu nahe an den obern Kanten des Einschnitts stattfinden; sie muß vielmehr immer 5 bis 10 Mtr. von denselben entfernt bleiben.

Bei der Ausführung eines Einschnittes ist es zunächst das wichtigste, die Größe der Böschungen anzugeben; hierzu kann man sich zwar der im Eingange dieses Abschnittes angegebenen Formeln bedienen, vorausgesetzt, daß der Boden durchaus gleichartig und nirgends von Wasser durchzogen ist, allein man wird doch in den meisten Fällen gewisse Modificationen eintreten lassen müssen, welche theils durch die an andern Einschnitten gemachten Erfahrungen, theils durch die lokalen Verhältnisse geboten sind. Minard beschreibt mehrere Einschnitte an französischen Kanälen wie folgt:

Am Kanal du Midi öffnete man zwei Einschnitte von 20 und 21 Mtr. Tiefe

und jeder von 270 Mtr. Länge in sandigen Tuff. Die feineren Theile dieses Tuffs wurden von der Luft und dem Regen angegriffen und fielen herab, weil die Böschungen von 1 : 1/2 zu steil waren.

Am Kanal Crozat machte man einen 13·3 Mtr. tiefen Einschnitt in Kreide; die Böschungen erhielten 45 Grade und haben sich gut erhalten.

An zwei andern Einschnitten des Kanals St. Quentin von 12 und 16 Mtr. Tiefe, ebenfalls in Kreide, gab man den Böschungen 1 : 1·16 und 1 : 1·25; sie haben sich gut erhalten.

An dem Kanal du Centre hat man einen Einschnitt von 11 Mtr. Tiefe hergestellt. Der Boden war sandig und thonig mit einigen Steinen vermengt. Die Böschungen erhielten 45° und wurden mit einer 0·5 Mtr. starken trocknen Steinverkleidung versehen. Fig. 394.

An dem Kanal zu Rivernais öffnete man einen Einschnitt von 15 Mtr. Tiefe in schiefrigen Mergel. Die Böschungen hielten sich bei 1 : 1/8.

Am Kanal von Bourgogne wurde ein Einschnitt theilweise in Kalk, theilweise in schiefrigen Mergel geöffnet; seine Tiefe war 14·4 Mtr. Die Böschungen wurden mit 1 : 1/2 angelegt. Der Kalk hielt sich gut, aber der Mergel bröckelte sich ab und mußte daher durch eine Trockenmauer geschützt werden. Fig. 395.

Bei dem Einschnitte von Chagny an dem Kanal du Centre hatte man 12 Mtr. Tiefe. Der Boden war auf die ersten 6 Mtr. ziemlich fest, auf die folgenden 6 Mtr. hingegen sandig. Dem obern Theil gab man eine Böschung von 1 : 1·6 den untern stützte man durch eine Trockenmauer von 1 Mtr. oberer und 2·8 Mtr. unterer Stärke; in der Mauerhöhe war ein Bankett von 5 Mtr. Breite. Die Mauern widerstunden nicht vollkommen dem Erddrucke und wurden daher später durch Mörtelmauern ersetzt. Fig. 396.

An dem Kanal von Bourgogne öffnete man ebenfalls einen Einschnitt in schiefrigen Mergel; derselbe hatte 13 Mtr. Tiefe. Auf die obern 5 Mtr. Tiefe nahm man eine Böschung von 1 : 1·5; die folgenden 8 Mtr. wurden durch zwei übereinander stehenden Mauern gehalten. Fig. 397.

An dem Kanal der Ille und Rance wurde ein Einschnitt von 14·3 Mtr. Tiefe in Thonboden geöffnet; dieser Thonboden schien bei trockener Witterung ziemlich fest, daher man ihm anfänglich eine Böschung von 1 : 1 gab, wie die Linie b n o d in Fig. 398 zeigt. Diese Böschung hielt sich nicht lange, denn sobald nach anhaltendem Froste Thauwetter eintrat, verwandelte sich der Boden in eine zähe flüssige Masse, rutschte herab und verschüttete den Einschnitt nach der Linie m m. Man war genöthigt, den Böschungsebenen eine Neigung von 1 : 3 zu geben und sie durch Faschinenflechtwerke und Bepflanzungen zu befestigen; außerdem mußten aber auch die Quellen, welche den Boden an mehreren Stellen noch mehr erweichten, aufgefangen werden; zu diesem Behufe legte man parallel mit dem Kanal verdeckte Züge aus Faschinenholz, welches in Rasen eingehüllt war, und führte so das Quellwasser an gewisse Punkte, von denen aus die Faschinen senkrecht gegen den Kanal hin gelegt waren und den Abzug bildeten.

An dem Kanal von Charleroy öffnete man einen 19 Mtr. tiefen Einschnitt in feinen Sand, worin sich einige Thonadern zeigten. Auf einer Seite des Ein-

schnitts theilte man die Böschung in Etagen von 5 Mtr. Höhe mit 2 Mtr. breiten Banketten. Die Böschungen hielten sich mit 1 : 1. Auf der andern Seite zeigten sich kleine Quellen, man gab daher eine fortlaufende Böschung von 1 : 1 1/4.

Am Kanal d'Antoing erhielt der Einschnitt eine Tiefe von 24 Mtr.; der Boden war feiner Sand, welcher unten ganz rein, oben aber sehr thonig war. Das Profil erhielt die Form Fig. 399, nämlich in dem Sande die Böschung 2 : 3, in dem obern thonigen Boden die Böschungen 1 : 2 und 4 : 7.

Am Kanal von Nivernais öffnete man einen 12·5 Mtr. tiefen Einschnitt in thonigen mit Quellwasser durchzogenen Boden, der auf eine Felsschicht gelagert ist. Man baute 10 Mtr. hohe Stützmauern von 2 Mtr. oberer und 4·5 Mtr. unterer Stärke. Fig. 400.

Wenn die zu durchgrabenden Erdschichten sehr verschiedener Natur sind, so ist man auch genöthigt, verschiedene Böschungen zu geben, wie dieß bei dem 20·5 Mtr. tiefen Einschnitt von Bouc, Fig. 401, ersichtlich ist.

Hat man einen Einschnitt mit einer gewissen Böschung ausgeführt, so ist es eine Hauptsache, daß man das Einstürzen der Dossirungen zu verhindern sucht. Im Allgemeinen wird die Gefahr in dieser Beziehung um so größer, je höher sich die Dossirung erhebt, indem sich mit Zunahme der Höhe der Einfluß der Cohäsion vermindert und ferner die durch den höhern Druck verstärkte Wirkung des Wassers in Betrachtung kommt.

Am wenigsten hat man einen Einsturz zu gewärtigen, wenn der Einschnitt in einer zusammenhängenden Felsmasse dargestellt wird. Man gibt der Böschung alsdann nur eine geringe Anlage, die 1/5 bis 1/2 der Höhe beträgt. In manchen Felsarten, wie z. B. in Kalkstein, in Grauwacke, in Sandstein, tritt der Fall ein, daß die Oberfläche des angebrochenen Gesteins bei abwechselnder Nässe und Trockenheit und unter dem Einflusse des Frostes sich abbröckelt und Risse entstehen, die zur Trennung größerer Massen Veranlassung geben. Um hier die richtige Böschung zu erhalten, muß man vor der Ausführung der Sprengarbeiten Schachte oder Bohrlöcher eintreiben, und dabei das gewonnene Material der Witterung und dem Froste aussetzen. Aus der Veränderung des Materials wird auf die Größe der Böschung geschlossen werden müssen.

Bei solchem Gesteine, welches sehr leicht verwittert, wählt man eine solche Böschung, bei welcher die sich ablösenden Stücke ziemlich sicher liegen bleiben; auch legt man Bankette an, damit das feinere herabrollende Material aufgefangen wird. Diese Bankette erhalten ein Längen- und ein Quergefälle, letzteres nach der Bergseite, damit sie als Wasserabzugsgraben dienen können.

Bei geschichtetem Gestein, namentlich bei Thonschiefer, muß man die Neigung der Schichten sorgfältig beobachten, denn wenn dieselben gegen den Einschnitt hinfallen, so könnte leicht bei zu steiler Böschung ein Abrutschen erfolgen. Die eine Seite des Einschnitts, wo die Köpfe der Schichten zu Tage kommen, kann natürlich sehr steil angenommen werden. Ablagerungen von Kies oder festen Steingeröllen lassen am wenigsten eine Gefahr besorgen, indem die einzelnen Steinchen bei hinreichender Böschung sich sicher stützen und außerdem das Wasser dazwischen einen leichten Abfluß findet.

Ebenso verhält es sich mit dem reinen Sande, oder auch solchem mit etwas Thon. Hat dieser eine Böschung mit einfacher Anlage und gelingt es noch, die Fläche zu bepflanzen, dann ist durchaus nichts zu besorgen.

Befinden sich in der Sandablagerung einzelne Thonschichten, so gehört der Boden zu den gefährlichsten, die überhaupt vorkommen, weil häufig starke Quellen darin sind. Das Wasser, welches in den Sand eindringt, kann die Thonschicht nicht durchbringen, sammelt sich daher auf dieser und gleitet über ihr fort; da wo es zu Tage tritt, verwandelt es den darüber liegenden Sand in Triebsand und reißt ihn in größern Massen heraus. Dieses findet auch statt, wenn die Dossirungen sehr flach sind. Durch die gleichzeitige Erweichung des Thonbodens erfolgt bald ein Einsturz der Böschung, welche sich nach einer cycloidenähnlichen Linie, Fig. 402, von dem übrigen Erdkörper trennt.

Zur Verhinderung solcher Einstürze hat man verschiedene Mittel angewendet. Zuweilen baute man starke Futtermauern mit Sickerdohlen zum Durchlassen des Wassers, und verhinderte eine Verschlammung derselben durch eine dagegen gelegte Steinschüttung. Dieses Mittel ist kostspielig und nicht immer sicher, indem das Wasser sich unter der Mauer einen Ausweg sucht und daher ihre Stabilität gefährdet.

Häufiger pflegt man tiefe Gräben parallel mit dem Einschnitte zu führen, und diese mit Steinen auszufüllen, um dem Wasser stets einen offenen Abzug zu verschaffen. Fig. 402.

Da diese Abzugskanäle sich leicht verstopfen, so legte man in England statt der Steine gußeiserne Röhren, deren Wände an der obern Hälfte durchlöchert sind. Diese Löcher sind aber außen sehr enge und erweitern sich stark nach innen, woher sie sich nicht verstopfen können. In gewissen Entfernungen werden Abzugsröhren in die Dossirung gelegt, welche in den Graben des Einschnitts einmünden. Fig. 402.

Bei verschiedenen Einschnitten in Thonboden auf der Eisenbahn du Centre und bei dem Einschnitte zu Gagny auf der Straßburger Bahn hat man das unterirdische Wasser auf folgende Art abgeleitet: Wenn n n', Fig. 403, die Wasserschicht ist, welche an der Dossirung zu Tage tritt, so machte man nach der Länge des Einschnitts einen kleinen Graben m und ließ diesen 0·1 Mtr. in den Thonboden eingreifen; die Sohle dieses Grabens erhielt ein Gefälle und Gegengefälle von 0·01; an jedem niedersten Punkte des Grabens machte man eine Ausflußrinne mit einem Gefälle von 0·05 gegen den Einschnitt. Diese Ausflußrinne ließ man in eine abgepflasterte Rinne, welche in der Dossirung lag, einmünden. Alles Wasser, welches auf die Dossirung selbst fiel, erhielt seinen Abzug durch die zahnförmigen Einschnitte z z, welche ebenfalls ein Gefälle haben, und da, wo sie am tiefsten liegen, mit einem Ausgangskanal versehen sind. Die Sohle des Grabens m belegte man mit Backsteinen und hydraulischem Mörtel, brachte sodann Gerölle darauf und überdeckte diese mit Rasen oder mit flachen Steinen, den übrigen Raum füllte man wieder mit Erde aus und stampfte sie fest. Wollte man ein Bankett anlegen, so wurde es unmittelbar über den Dohlen m gelegt, um dadurch eine leichte Reparatur desselben zu ermöglichen.

Es kann vorkommen, daß das Wasser unter dem durchbringlichen Boden sich in eine Erdschicht hineinzieht, welche theilweise aus durchbringlichem, theilweise aus undurchbringlichem Boden besteht, so daß es in ziemlich weiter Ausdehnung an der Dossirung zu Tage quillt. In diesem Falle ist es am besten, auf die ganze Höhe der gemischten Erdschicht eine 0·15 Mtr. starke Lage von Geröllen oder zerschlagenen Steinen zu bringen, Fig. 404, und diese etwa mit Rasen zu bedecken, oder was noch besser wäre, mit Steinen durchweg abzupflastern. Bevor die Geröllschicht aufgebracht wird, führt man auf der Dossirung einen Graben mit hinreichendem Gefälle und läßt von Zeit zu Zeit einen Abzugsdohlen durch die Abpflasterung gehen.

Auf der London-Birmingham-Bahn hat man ein Verfahren in Ausführung gebracht, welches sehr nahe mit den üblichen Bohrmethoden in aufgeschwemmtem Boden übereinstimmt und sich nur davon insofern unterscheidet, als die Bohrlöcher nicht vertical, sondern seitwärts und etwas ansteigend gebohrt werden. In diese Bohrlöcher kommen gußeiserne Röhren von etwa 0·24 Mtr. Durchmesser, durch welche das Wasser in einen Graben abzieht.

Reiner Thonboden und weißer Mergel sind ebenfalls bei Ausführung tiefer Einschnitte höchst gefährlich. Der Thon ist wohl in trockener Jahreszeit fest, allein er zieht sich zusammen und bekommt Risse, zerfällt an der Oberfläche in kleine Theilchen, die vom Wind und Regen herabgerollt werden; in nasser Jahreszeit verwandelt er sich in eine zähe Flüssigkeit, die unter keiner Dossirung sich erhält. Ein Gleichgewichtszustand tritt unter diesen Umständen niemals ein und man muß, um die Böschungen zu erhalten, dieselben sehr flach anlegen, etwa mit dreifacher Anlage und mit einer Steindecke, die sich gegen eine liegende Mauer stützt, schützen. Die Fig. 405 zeigt einen solchen Einschnitt auf der Paris-Versailles-Bahn. Die Böschung hat nur zweifache Anlage.

Auf der London-Croyden-Bahn hat man derartige Einschnitte mit Böschungen von zweifacher Anlage ausgeführt, bedeckte dieselben aber nicht in ihrer ganzen Ausdehnung mit Steinen, sondern machte nur eine starke Fußmauer ohne Mörtel und gab dieser alle 30 Mtr. eine aufwärtsgehende mit der Dossirung gleichlaufende Zunge oder einen Ausläufer. Hierdurch wurden größere Einstürze vollständig verhindert. Das Herabrollen kleinerer Massen kann durch Anlage von Flechtzäunen verhütet werden. Wird der Thonboden in großer Tiefe durch unterirdische Wasser erweicht, so wird er flüssig und es rutschen große Massen herab, welche in der Regel nur durch sehr kolossale Steinmassen gehalten werden können.

Gelingt es, das unterirdische Wasser auf irgend eine Art, etwa durch Anlage eines Sickerdohlens, abzuleiten, dann werden die Dossirungen auch ohne Steinbekleidung, doch nur mit sanfter Neigung sich im Gleichgewichte erhalten. — Einschnitt bei Heidelsheim auf der Bahn von Bruchsal nach Stuttgart.

Auf der London-Birmingham-Bahn erfolgte in einem Einschnitte in Thonboden ein Einsturz nach der Linie m m, Fig. 406. Man ließ in Entfernungen von 4·5 Mtr. 1·5 Breite Strebepfeiler (A) aus Trockenmauerwerk errichten, und vereinigte solche durch eine niedere Fußmauer; die Räume zwischen den Pfeilern füllte man wieder mit Erde aus.

Bei dem Einschnitte der badischen Eisenbahn bei St. Georgen erfolgten ebenfalls bedeutende Abrutschungen. Die größte Tiefe des Einschnittes ist 21 Mtr. Man führte am Fuße der Dossirung eine liegende Trockenmauer von 10·5 Mtr. Höhe und 6—9 Mtr. Stärke, und gab der Böschung $1^3/_4$fache Anlage. Fig. 407.

Schließlich ist hier noch zu erwähnen, daß in keinem Falle bei einem Einschnitte, wo die abgelagerte Erde zu beiden Seiten in Form eines weit ausgedehnten Dreiecks aufgeworfen ist, auf dem Terrain, welches zwischen dem Rande des Einschnitts und der Anschüttung liegt, Wasser stehen bleiben darf; es sind vielmehr hier Abzugsgraben parallel mit dem Einschnitte zu führen, welche das Regenwasser aufnehmen; zur Ableitung desselben werden Seitengraben angelegt, welche mittelst gemauerten Dohlen unter der Erdanschüttung durchgehen.

Achter Abschnitt.

Tunnelbau.

Tunnelbau.

Tunnels oder unterirdische Durchgänge (Souterrains) haben den Zweck, zwei Communicationstheile, welche durch einen Bergrücken getrennt sind, auf dem kürzesten Wege mit einander zu verbinden.

Eine solche Verbindung kann auch durch die Verlängerung des Weges, oder durch die Herstellung eines offenen Einschnittes erzielt werden; es werden daher, ehe man an die Ausführung eines Tunnels schreiten kann, gewisse finanzielle und rein technische Betrachtungen anzustellen sein, die häufig nicht unbedeutende Vorarbeiten nöthig machen. Hauptsächlich nur bei Straßen, die ein ziemlich starkes Gefälle haben, kann von der Umgehung des Tunnels durch einen Umweg die Rede sein, ja es ist sogar der Tunnel fast unter allen Umständen zu verwerfen. Bei Eisenbahnen und Kanälen sind Umwege entweder nicht möglich oder veranlassen allzu große Kosten; hier hat man deshalb nur die Wahl zwischen Tunnel und offenem Einschnitte. Die Schwierigkeiten bei der Ausführung großer Einschnitte, der Umstand, daß z. B. bei einem Kanal eine große Masse Abtrag auf eine bedeutende Höhe gefördert werden muß; der weitere Umstand, daß Einschnitte durch Erdabrutschungen oder Schneeverwehungen verschüttet und daher unfahrbar werden können; endlich der zu hohe Preis des für den Einschnitt anzukaufenden Geländes oder der Umstand, daß dasselbe gar nicht angegriffen werden darf, machen die Tunnels oft schon bei Tiefen von 16 Meter oder 48′ vortheilhafter als Einschnitte, insbesondere wenn dieselben unter günstigen Verhältnissen gebaut werden. Würde die Tiefe des Einschnittes größer als 24—25 Mtr. werden, so würde in den meisten Fällen ein Tunnel vorzuziehen sein.

§. 171.

Ausführung der Tunnels im Allgemeinen.

Die Art der Ausführung der Tunnels ist verschieden, je nach der geognostischen Beschaffenheit des zu durchfahrenden Bodens. Man kann folgende Fälle unterscheiden: der Tunnel ist zu öffnen:

a) in eine compacte Felsenmasse, deren Oberfläche der Einwirkung der Atmosphäre widersteht;

b) in eine zerklüftete Felsenmasse, welche an ihrer Oberfläche leicht verwittert;

c) in einen Boden von mittelmäßiger Festigkeit, der bei größern Aushöhlungen einfällt, z. B. Lehm oder Letten;

d) in einen weichen Boden, der zugleich sehr feucht oder naß ist, und sich bei geringer Ausgrabung bewegt, z. B. Thon, fließender Sand.

Im ersten Falle ist der Tunnelbau am einfachsten, indem man das Gestein von beiden Enden des Tunnels gegen seine Mitte hin mit Pulver sprengt und nach dem vorgeschriebenen Querschnitte wegräumt, wobei man die innere Tunnelfläche ziemlich rauh lassen kann.

Auch in dem zweiten Falle sind die Schwierigkeiten nicht sehr groß; man hat nur den Tunnel jedesmal nach der Aussprengung des Felsens auf eine gewisse Länge mit Mauerwerk zu verkleiden. Minard gibt den Verkleidungsgewölben 0·2 bis 0·3 Mtr. Stärke.

Die beiden letzten Fälle verlangen schon mehr Arbeit und Sorgfalt während der Ausführung. Die Ausgrabung des Bodens darf jedesmal nur auf eine bestimmte Länge vorgenommen werden, etwa 1, 2 bis 3 Mtr.; ist diese Länge ausgezimmert, so kann mit der Mauerung begonnen werden. Nach Maßgabe des Vorschreitens der Ausgrabung wird die Ausmauerung fortgesetzt. Dabei ist es hauptsächlich rathsam, einen Richtungsstollen einzutreiben, welcher zugleich zur Controle für die Ausführung dienen muß.

Ist die Tunnellänge nur unbedeutend, höchstens 200 bis 300 Mtr., und hat es keine besondere Eile mit der Vollendung des Tunnels, so wird die Arbeit am einfachsten von beiden Mündungen aus betrieben, denn dann ist die Ableitung des Quellwassers sowie die Förderung der Erde möglichst leicht zu bewerkstelligen; bei bedeutender Länge des Tunnels aber, wo eine solche Anordnung zu lange Zeit zur Ausführung verursachen würde, folglich das Gesammtbaukapital auch keine Zinsen abwerfen könnte, werden in Entfernungen von 40 bis 200 Mtr. Treibschachte abgeteuft, von denen dann gleichzeitig die Arbeiten betrieben werden. Eine Ausnahme würde nur in dem Falle stattfinden, wenn der Tunnel in zu großer Tiefe unter dem Bergrücken durchginge. Die Entfernung der Treibschachte ist abhängig: von der Lebhaftigkeit, mit der die Arbeiten betrieben werden sollen, von der Härte des Bodens, von der Masse des zu fördernden Abtrags und Quellwassers, endlich von der bewegenden Kraft, welche zur Hebung dieser Massen angewendet werden soll.

Die Treibschachte kommen entweder in die Tunnelachse oder in die Linien der Widerlager, manchmal auch auf die Seite des Tunnels zu liegen, wo alsdann kleine Querstollen gegen die Achse hinführen. Letztere Anordnung hat den Vortheil, daß bei dem Vorkommen unterirdischer Quellen das Wasser leichter von dem Tunnelbau abgehalten werden kann, was die Arbeiten wesentlich erleichtert. Man führt von diesen Schachten zuweilen sogenannte Wasserstollen aus, Fig. 448, Taf. XXIV., welche ganz mit der wasserhaltenden Schicht laufen, und erreicht dadurch einen natürlichen Abzug des Quellwassers. Von dem Wasserstollen geht man mit einem Seitenstollen gegen den Tunnel vor, wo man alsdann den eigentlichen Treibschacht abteuft. *)

---

*) Kanal von Saint-Quentin: Minard, Cours de Construction. Paris 1841 etc. Seite 271.

Die Auszimmerung der Tunnelausgrabung ist natürlich verschieden, je nach der Beschaffenheit des Bodens. Hat der Boden die Eigenschaft, bei einer Aushöhlung sich in größere Massen loszutrennen, oder ist er gar flüssig, so ist der Druck auf die Auszimmerung sehr bedeutend, daher dieselbe sehr vollständig und stark sein muß. Trennen sich nur kleinere Massen und enthält der Boden wenig Quellen, so wird auch die Construction der Auszimmerung einfacher.

Was die Ausmauerung anbelangt, so werden zwei wesentlich verschiedene Wege eingeschlagen. Es wird entweder:

1) Mit der Aufmauerung der Widerlager begonnen und nach Vollendung derselben das Gewölbe aufgesetzt.
2) Das Gewölbe erst vollständig ausgeführt, sodann an die Aufmauerung der Widerlager geschritten.

Die erste Art ist die natürlichere und allgemeinere, und kann für alle Bodenarten in Anwendung kommen; die letztere kann nur bei festem Boden angewendet werden, und bietet in den meisten Fällen den ökonomischen Vortheil dar, eine vergleichungsweise geringe Masse von Gerüstholz zu erfordern; sie ist in Belgien allenthalben bei dem Baue der Tunnels in Anwendung gekommen.

Der Gang der Ausführung eines Tunnels nach der gewöhnlichen Methode ist im Allgemeinen folgender: Man geht entweder nur von beiden Mündungen, oder von diesen und mehreren Treibschachten aus, mit zwei parallel zur Tunnelachse laufenden Stollen in den Boden ein. Diesen Stollen gibt man solche Dimensionen, daß das Widerlagsmauerwerk in ihnen aufgeführt werden kann. Erhält das Widerlager eine weit größere Höhe als zwei Mtr., so wird es oftmals vorgezogen, zwei gleich große Stollen vertical übereinander durchschlägig zu machen. In jedem Falle wird man die beiden Widerlagsstollen durch Querstollen mit einander verbinden, um den Transport des Abtrags und der Materialien ꝛc. zu erleichtern.

Nach Vollendung der Widerlager fängt man mit der Ausgrabung des obern Theils des Tunnelquerschnitts an, indem man erst einen Richtstollen einschlägt und diesen nach beiden Seiten hin bis über den Rücken des Gewölbes, sowie nach unten nach und nach erweitert. Diese Erweiterung geschieht jedoch immer nur auf eine gewisse von der Beschaffenheit des Bodens abhängigen Länge; es gibt Boden, der beinahe keiner Unterstützung bedarf, während anderer bei der geringsten Ausgrabung in Bewegung geräth und folglich sehr viele Stützen braucht.

Sobald der nöthige Raum für das Gewölbe frei ist, werden einige Lehrgerüste, theils auf den Stollengevierten, theils auf dem noch stehenden Erdkern ruhend, eingesetzt, und die Gewölbsteine von beiden Seiten gegen den Schluß hin aufgelegt, die Schlußsteine selbst von der vordern Seite eingeschoben. Gleichzeitig mit dem Wölben wird eine zweite Länge ausgegraben und gestützt, damit keine Unterbrechung in der Arbeit stattfindet.

Bei der belgischen Methode ist der umgekehrte Gang in der Ausführung. Der Anfang wird mit dem Richtungsstollen gemacht, den man in der Achse des Tunnels und zwar in der obern Hälfte des Tunnelquerschnitts durchschlägt. Von diesem Stollen gehen alle folgenden Arbeiten aus. Auf eine bestimmte Länge

wird der Stollen nach allen Seiten hin erweitert, bis der für das Gewölbe erforderliche Raum vorhanden ist. Sofort werden einige Lehrgerüste auf den natürlichen Boden gesetzt, einige Schwellen zur Unterlage für die Gewölbsteine in gewöhnlicher Weise versetzt. Während dieß geschieht, wird eine zweite Länge ausgegraben und mit der Stützung und Wölbung fortgefahren. Nach Vollendung einer größern Länge des Gewölbes schreitet man an die Aufführung der Widerlager. Zu diesem Behufe wird der Boden unter den Kämpfern des Gewölbes weggenommen und eine Stroße oder ein Widerlagsstollen gebildet; die Wegnahme des Bodens kann natürlich nur auf geringe Längen geschehen und kann erst fortgesetzt werden, sobald eine Stützung mittelst Pfosten eingetreten ist. Durch Aufmauern einiger Pfeiler sucht man die Stützen nach und nach wieder entbehrlich zu machen, und ergänzt sodann das Widerlagsmauerwerk. Wenn das Unterfangen des Gewölbes übrigens nicht mit der größten Vorsicht geschieht, so kommt es leicht, daß dasselbe ungleiche Senkungen und Risse annimmt.

Mit der Wegnahme des Erdkerns werden die Tunnelarbeiten geschlossen, im Falle nicht noch ein Sohlgewölbe ausgeführt werden muß.

Hieraus ist ersichtlich, daß dieses System hinsichtlich des Arbeitsbetriebs im Tunnel nicht die Vorzüge hat, welche von manchen Seiten für dasselbe geltend gemacht werden. Es ist einleuchtend, daß die Förderung sämmtlicher Materialien, und zwar zuerst der ausgebeuteten Gebirgsmassen, sodann des Rüstholzes und endlich der Mauersteine und des Mörtels durch den im Scheitel des Gewölbes durchgetriebenen Richtungsstollen zu geschehen hat, wobei Störungen der Arbeiten und Zeitverlust schwer zu vermeiden sind. Hierzu kommt, daß beim Bau der Widerlager zwar die kleinere Masse, nämlich die Mauermaterialien, von dem Stollen aus in die Schachte niedergelassen werden kann, die größere Masse aber, nämlich das durch die Abteufung der Schachte und Eintreiben der Widerlagsstollen gewonnene Gebirge, auf die Höhe des Richtstollen gehoben werden muß. Vielen Schwierigkeiten unterliegt aber die Durchführung dieses Systems bei großem Wasserzudrange, denn obgleich das fertige Gewölbe gewissermaßen wie ein undurchdringliches Dach angesehen werden kann, welches den Wasserzudrang von dem obern Theil des Tunnels abhält, so wird doch das Wasser bei der Herstellung der Widerlagsstollen in dieselben eintreten, und es verursacht die Förderung desselben auf die Höhe des Richtungsstollens sowie seine Ableitung längs dem letztern bei dem beschränkten Raume große Kosten und Zeitverluste, gegen welche am Ende die oben angeführten ökonomischen Vortheile weit verschwinden. Endlich ist noch ein Hauptnachtheil zu erwähnen: Es leuchtet nämlich ein, daß schon die Erbreiterung des Richtungsstollens und die Ausführung des obern Theils des Gewölbes nicht ohne einige Senkung bewerkstelligt werden kann. Nun ruht aber das so hergestellte Gewölbstück mittelst einer provisorischen hölzernen Unterlage auf dem Erdreich, welches behufs der Aufführung der Widerlager in Abtheilungen beseitigt und durch hölzerne, gleichfalls auf Erdreich ruhende Stützen ersetzt werden muß. Als unvermeidliches Resultat dieses Verfahrens ergibt sich nach gänzlicher Herstellung des Tunnels eine Summe von stufenweisen Senkungen, und als Folgen derselben mehr oder weniger erhebliche Trennungen in dem

zuerst ausgeführten Theile des Gewölbes, Zerklüftungen des auf dem Tunnel ruhenden Gebirges, verstärkter und ungleicher Druck desselben auf das Gewölbe und Einsenkungen der Oberfläche des Gebirges.

Eine von dem Obigen sehr abweichende Methode wird bei dem Baue der Tunnels in England befolgt. Hier wird die Ausgrabung auf den ganzen Tunnelquerschnitt ausgedehnt, und erst wenn ein freier Raum von etwa 3 Mtr. Tiefe vorhanden ist, das Mauerwerk begonnen; während letzteres auf die Länge von 3 Mtr. geschlossen wird, beschäftigt man eine zweite Mannschaft mit der Ausgrabung und Stützung einer zweiten Länge u. s. w. Dabei wird ebenfalls ein Richtungsstollen im Scheitel oder auf der Sohle des Tunnels eingetrieben und gehörig ausgezimmert; dieser Stollen wird nun nach beiden Seiten hin erweitert und dabei dem Boden die nöthige Stützung gegeben. Ist der obere Theil des Tunnelraumes ausgezimmert, so geht man stufenweise mit der Ausgrabung in die Tiefe weiter, indem man die Auszimmerung entsprechend fortsetzt. Nach Vollendung der Auszimmerung des ganzen Tunnelraumes auf oben bezeichnete Länge wird zuerst das Sohlgewölbe hergestellt, alsdann werden die Widerlager errichtet und nachdem dieß geschehen, die Lehrgerüste eingestellt und das Gewölbe aufgebaut. Während dieser Arbeit schreiten die Ausgrabungsarbeiten so weit vor, daß das Einwölben des Tunnels ununterbrochen fortgesetzt werden kann. In der Art wurden die Tunnels bei Kilsby, Saltwood und Blechingley u. a. m. erbaut. Die Vortheile dieser Bauart sind hauptsächlich die:

1) Daß die Förderung des Abtrags und der Materialien beschleunigt wird, weil mehr Arbeiter aufgestellt werden können.
2) Die Arbeit der Ausmauerung sicher und leicht von Statten geht, folglich weniger kostet, wie in andern Fällen, und keine Risse im Mauerwerk entstehen.
3) Die unterirdischen Wasser und bösen Wetter weniger der Arbeit hinderlich in den Weg treten, wie in den engen Stellen anderer Bauarten.

Sehr gefährlich und dem Fortschreiten der Arbeit hinderlich sind die bei Tunnelbauten öfters vorkommenden Einsenkungen des Bodens (fondis), die sich an der Oberfläche des Terrains in der Linie des zu erbauenden Tunnels als trichterförmige Vertiefungen zeigen. Das gewöhnliche Verfahren der Ausgrabung und Stützung ist hier nicht anwendbar.

Bei dem Tunnel von Tronquoy in Frankreich hatte man eine solche Einsenkung, die sich auf 22 Mtr. Länge erstreckte. Von beiden Seiten her war das Tunnelgewölbe bereits vollendet. Man ging zuerst mit den beiden Stollen a a, Fig. 441, Taf. XXIV., ein, gab denselben eine solche Breite, daß das Widerlagsmauerwerk von 0·45 Mtr. Stärke darin aufgeführt werden konnte; war dasselbe auf 10 bis 11 Mtr. Länge vollendet, so füllte man den leeren Raum in dem Stollen a mit Erde und Schotter aus und zog dabei so viel als möglich von der Zimmerung heraus. Nun ging man mit zwei neuen Stollen b b ein, führte auch hierin das Mauerwerk aus; in gleicher Weise öffnete man die Stollen c c und setzte das Gewölbe darin fort, indem man die Backsteine statt auf Lehrgerüste, auf den natürlichen Boden und den Steinschutt auflegte; der Schluß des

Gewölbes erfolgte in den Querstollen d d. Nach fünf Monaten war das ganze Gewölbe in dieser Weise vollendet.

Ein sehr sinnreiches Verfahren hat endlich der Ingenieur Brunnel bei dem Themse-Tunnel eingeschlagen; er befolgte im Allgemeinen die englische Methode, indem er mit dem ganzen Querschnitte vorrückte; allein die Art der Ausgrabung mit dem Schilde war der Art, daß immer nur kleine Vertiefungen gemacht und diese gleich wieder gestützt wurden, so daß nirgends ein Durchbruch oder eine Einsenkung der Sohle des Flusses stattfinden konnte.

Nach Minard ist in den ungünstigsten Fällen die Stärke des Gewölbes der Ausmauerung eines Tunnels von 8 Mtr. Weite 1 Mtr., von 5 bis 6 Mtr. Weite 0·7 Mtr.; für gewöhnliche Fälle ist die Gewölbestärke 0·35 bis 0·5 Mtr. Die Widerlager erhalten 0·1 bis 0·2 Mtr. mehr Stärke wie die Gewölbe.

Ehe der Tunnelbau in verschiedenem Boden betrachtet werden kann, muß man mit den einzelnen dabei vorkommenden Arbeiten und Constructionen bekannt sein, daher zuerst ihre Beschreibung.

§. 172.

Von den Stollen oder Gallerien.

Wird nach der Längenrichtung des Tunnels in den Boden (Gebirge) eine solche Aushöhlung gemacht, daß ein Arbeiter bequem darin gehen kann, so nennt man diese einen Stollen oder eine Gallerie, auch öfters einen Gang oder eine Strecke. Jeder Stollen hat ein bestimmtes Streichen und Fallen. Das Streichen ist die Abweichung der Horizontalprojektion der Achse des Stollens von der Mittagslinie; unter Fallen versteht man die Abweichung vom Horizont. Ersteres wird mit der Magnetnadel oder Boussole, dem sogenannten Grubencompaß, letzteres mit der Libelle oder Bleiwaage ausgemittelt.

Die Ausführung eines Stollens in gutem Boden, der sich innerhalb einer gewissen Gränze frei hält, ist keiner Schwierigkeit unterworfen.

Weniger leicht ist die Arbeit, sobald das Gebirge bei der Aushöhlung nachbricht und folglich einer Unterstützung bedarf. Hier darf die Ausgrabung jedesmal nur auf eine bestimmte von der Beschaffenheit des Bodens abhängigen Länge vorgenommen, und erst wenn ein neuer Unterstützungsrahmen eingesetzt ist, wieder fortgefahren werden.

Die Stollenverkleidung besteht in der Regel aus mehreren Rahmen oder Gevierten a a, Fig. 410, Taf. XXII. Jedes Gevierte ist zusammengesetzt aus den beiden Pfosten oder Thürstöcken b b, dem Kappenholz o und dem Sohlholz c. Die Entfernung der Gevierte ist, wie erwähnt, von der Beschaffenheit des Bodens abhängig und beträgt 0·6 bis 1 Mtr. Die lichte Höhe des Stollens ist 1·8—2 Mtr.; die lichte Weite desselben unten 1·5 — 1·7, oben 1 — 1·2 Mtr.

Die Verkleidung des Stollens besteht gewöhnlich aus 0·03 bis 0·06 Mtr. starken Bohlen, welche über 2 oder 3 Gevierte greifen.

Die einzelnen Theile der Stollengevierte dürfen nicht zu schwer sein, etwa 0·16 Mtr. stark, damit sie von einem Arbeiter leicht getragen werden können.

Absteckung der Stollen.

Um einen Stollen in dem gegebenen Alignement öffnen zu können, muß vor Allem die Mittellinie desselben auf dem Terrain abgesteckt werden. Diese Absteckung wird am besten mit dem Theodolith vorgenommen. Hat der Stollen die gerade Richtung, so wird das Instrument auf die höchste Stelle des Bergrückens gebracht und zwar so nahe als möglich in die Mitte der Stollenlänge; damit aber auch die Aussicht durch keinerlei Arbeiten gestört wird, so stellt man das Instrument höher, indem man ein Observatorium errichtet. Bei dem Baue der Tunnels von Blechingley und Saltwood hatte das Observatorium 9 Mtr. Höhe; das Instrument stand auf einem etwa ein Mtr. im Gevierte starken gemauerten Backsteinpfeiler, welcher von einem thurmartigen Gebäude aus Holz eingeschlossen war. In dem Innern des Gebäudes befand sich eine Treppe, welche zu dem Instrument führte*). Taf. XXIV., Fig. 450.

Hat man das zum Umschlagen eingerichtete Fernrohr des Instruments genau in die Mittellinie des Tunnels gebracht, so können die Einmündungspunkte desselben, und wenn mehrere Treibschachte gebaut werden, auch die Mittelpunkte dieser genau angegeben werden. Angenommen, es gehen die Stollenarbeiten von einem Schachte aus, so wird die Richtungslinie in der Tiefe entweder mit dem Compaß oder durch zwei an den Wänden des Schachtes herabhängende Senkel bestimmt; die Mineurs gehen in dieser Linie fort, indem sie sich abermals mit einem Senkel rückwärts einrichten; um dieß zu bewerkstelligen, hängen sie ihre Lampen an die bezeichneten Punkte des Schachtes und geben mit einer dritten als Senkel dienenden Hänglampe die Stollenrichtung an. Diese Richtung wird an den Kappen der Stollengevierte mit Nägeln bezeichnet. Zuweilen werden auch in Entfernungen von 10 — 15 Mtr. Pfähle in die bezeichnete Richtung eingerammt und an ihren Köpfen mit Einschnitten versehen, damit eine Leine durchgezogen werden kann.

Sind nur die Einmüdungspunkte der Stollen gegeben, so wird die Richtung durch den Compaß angegeben, für welchen man vorher die Abweichung der Magnetnadel mit der Tunnelachse genau ermittelt.

Zur Ermittlung der Höhe des Stollens dient entweder ein genaues Nivellement, wornach durch die Schachte die Tiefen mit einer Holzkette bezeichnet werden, oder einfach die Bleiwaage mit der Setzlatte.

§. 173.

Von den Schachten oder Brunnen.

Wird von der Oberfläche des Gebirges ein senkrechter Gang bis auf einen Stollen geführt, so nennt man diesen Schacht oder Brunnen.

Bei längern Tunnels haben die Schachte verschiedene Zwecke; sie dienen dazu, die Arbeiten an mehreren Orten gleichzeitig in Angriff zu nehmen, ferner den Arbeitern Luft zu geben, den Abtrag in die Höhe und die Materialien und Werkzeuge herunter zu schaffen, endlich die Quellwasser darin zu Tage zu fördern.

*) Förster, Allgemeine Bauzeitung 1848.

Der Erfahrung gemäß haben die Schachte nach Vollendung des Tunnels keinen besondern Nutzen mehr, indem sie weder Licht, noch hinreichend Luft geben, doch ist es immer gut, einige davon offen zu lassen, damit durch sie bei vorkommenden Reparaturen die Materialien herabgelassen werden können.

An solchen Orten, wo sich Einsenkungen im Boden zeigen, dürfen keine Schachte abgeteuft werden, indem der Zusammenfluß des Regenwassers zu schädliche Folgen haben würde.

Die Entfernung der Schachte wechselt, wie schon erwähnt, zwischen 40 und 200 Mtr., zuweilen mußte sie schon 20 Mtr. angenommen werden, in Fällen, wo die Luft mit stickstoffhaltigen Gasen gesättigt und folglich das Athmen zu sehr erschwert war.

Die Schachte erhalten verschiedene Querschnitte, je nachdem sie eine Holz- oder Steinverkleidung erhalten. Im ersten Falle ist der Querschnitt ein Rechteck von 1·5 auf 2·5 Mtr.; im letzten Falle ist er rund oder oval (1·5 auf 3 Mtr.), je nachdem ein oder zwei Haspel zur Förderung des Abtrags aufgestellt werden sollen.

Ist der Ort genau bezeichnet, wo der Schacht abgeteuft werden soll, so fängt man an die Erde auszugraben; gewöhnlich sind nur zwei Arbeiter aufgestellt, und ein Haspel mit zwei Kübeln oder Eimern genügt, den Abtrag zu Tage zu fördern. In einer Tiefe angekommen, wo der Boden sich nicht mehr frei hält, wird die Auszimmerung begonnen; dieselbe besteht aus einzelnen Rahmen, Eckpfosten und der Verkleidung. Fig. 440 und 440a, Taf. XXIV. Der verticale Abstand der Rahmen ist 0·6 bis 1·8 Mtr., gewöhnlich 1·2 Mtr.; Stärke der Bohlen 0·03 Mtr. Erhält der Schacht eine Steinverkleidung, was immer nothwendig erscheint, wenn derselbe durch nassen Boden geht und der Tunnelbau einige Jahre dauert, so wird das Mauerwerk auf einen hölzernen oder eisernen Kranz gesetzt und innerhalb demselben mit der Ausgrabung auf eine gewisse Tiefe fortgefahren; in dieser Tiefe angelangt, wird ein zweiter Holzkranz gelegt und der erstere durch einige Pfosten so lange unterstützt, bis das Mauerwerk vollendet ist; in gleicher Weise wird die Steinverkleidung bis zur gehörigen Tiefe fortgesetzt.

Diese Art der Mauerung durch Unterfangung des fertigen Mauerwerks ist übrigens nur bei gutem Boden zulässig.

Bei schlechtem Boden (leichter Sand, thonreicher Boden mit Wasser, Gerölle &c.) wird das Mauerwerk durch Versenkung ausgeführt, d. h. es wird das Schachtmauerwerk auf einen hölzernen oder eisernen Kranz gesetzt und dieser letztere untergraben; dadurch, daß diese Ausgrabung möglichst gleichförmig geschieht, wird auch ein gleichmäßiges Senken des Mauerwerks hervorgebracht. Nach Maßgabe der Einsenkung wird das Schachtmauerwerk oben wieder ergänzt. Man bedient sich bei dieser Arbeit mit Vortheil eines sogenannten Sackbohrers, welchen man mit einem Taue an einen dreibeinigen Bock hängt.

Zuweilen ist es rathsam, besonders im Gerölle, das erste Schachtmauerwerk in eine förmliche Tonne oder Trommel einzusetzen und mit dieser zu versenken. Die Tonne kann von Holz oder von Gußeisen sein; letzteres ist vorzuziehen, da man, falls die erste Tonne nicht mehr weiter eindringt, eine zweite etwas engere einsetzen und das Mauerwerk mit dieser weiter hinablassen kann.

In jedem Falle ist bei derartigen Arbeiten große Vorsicht nothwendig, um ein möglichst lothrechtes Versenken des Schachtmauerwerks zu bewirken; durch häufiges Ablothen des freistehenden Theils muß man sich überzeugen, daß der Schacht wirklich noch eine senkrechte Stellung hat, und sobald man merkt, daß diese nicht mehr stattfindet, so muß man den Bohrer auch nicht mehr in die Mitte des Schachtes stellen, sondern näher an diejenige Seite, wo die Senkung am geringsten war. Die Bruch- oder Backsteine zur Ausmauerung des Schachtes werden mit hydraulischem Mörtel versetzt.

Schachte von 1·8 Mtr. Weite lassen sich noch mit großer Sicherheit versenken, selbst von 3·6 Mtr. Weite hat man sie mit der Wandstärke von einem Steine ausgeführt, doch ist dann schon eine große Vorsicht nöthig, daß der Sand gleichmäßig ausgehoben wird.

Der größte Schacht, der je versenkt wurde, ist der Zugang zum Themse-Tunnel in London. Das 50′ engl. im Durchmesser haltende Schachtmauerwerk wurde auf 37′ Tiefe regelmäßig und ohne alle Beschädigung versenkt*).

Sehr erschwert werden die Schachtarbeiten, sobald man auf Quellen oder fließenden Sand stößt. Sind die Quellen nur unbedeutend ergiebig, so genügt es, das Wasser mit den Eimern des Haspels in die Höhe zu heben; sind sie aber sehr wasserreich, so wird eine Saugpumpe eingestellt, welche entweder von einem Pferdegöpel oder einer Dampfmaschine aus in Bewegung gesetzt wird, und welche man nach Maßgabe des Vorschreitens der Arbeit verlängern muß.

Tritt das Wasser nur an einer Stelle in den Schacht, so sucht man es hier zu fassen und in die Höhe zu fördern.

Trifft man mit dem Schachtbau auf festen Felsen, so muß die weitere Ausräumung durch Sprengen mit Pulver bewerkstelligt werden; dabei ist es nöthig, daß die Arbeiter 15 bis 20 Mtr. hoch aufsteigen, damit sie aus dem Schusse kommen. Zur möglichst raschen Entfernung der Gase ist es zweckmäßig, einen Ventilator aufzustellen; derselbe besteht aus einer von Eisen oder Holz construirten Röhre, über deren Mündung ein Feuerherd angelegt wird. In neuester Zeit hat man Bohrapparate erfunden, mit denen Schachte von 1 bis 2 Mtr. Durchmesser in Gestein abgebohrt werden können.

Große Schwierigkeiten hat die Fortsetzung des Schachtes in nassem Thonboden oder fließendem Sande. Nur mit Hülfe eines sogenannten S u m p f e s ist es in solchen Fällen möglich, den Schachtbau weiter fortzusetzen. Der Sumpf ist ein aus viereckigen hölzernen Rahmen zusammengesetzter Schacht in dem eigentlichen Schacht, aus welchem das flüssige Material herausgeschöpft und zu Tage gefördert wird. Die einzelnen Rahmen des Sumpfes werden übereinander eingerammt. Durch fortwährendes Ausschöpfen der flüssigen Masse wird der Boden des Schachtes auf eine gewisse Tiefe trocken gelegt, und kann alsdann auf die gewöhnliche Art ausgehoben werden. Die Verkleidung wird nur auf kleine Längen weiter fortgesetzt. Nach Maßgabe des Vorrückens der Verkleidung wird der Sumpf weiter hinabgetrieben.

---

*) Handbuch der Wasserbaukunst von Hagen. II. Abschnitt, Seite 74.

Nicht selten zeigen sich in größern Tiefen sogenannte böse Wetter, oder es ist die Luft stark mit kohlensauren Gasen angefüllt, was sich schon durch das Ausgehen der Grubenlichter erkennbar macht; in diesen Fällen sind entweder einfache Luftröhren, oder förmliche Grubenventilatoren, einfache Luftpumpen ꝛc. erforderlich.*)

Eine einfache Luftpumpe, wie sie schon öfter in Anwendung kann, hat folgende Einrichtung: Ueber der Schachtmündung steht eine hölzerne Tonne, welche unten mit einem Boden versehen und oben offen ist. Durch den Boden geht eine Röhre in die Tonne, welche sich bis zum Grunde des Schachtes verlängert und oben ein Ventil hat. Die Tonne selbst ist mit Wasser angefüllt. Eine zweite etwas kleinere Tonne ist nun umgekehrt in die erstere hereingesetzt und hat an ihrem Deckel einen kurzen Aufsatz mit einem Ventil. Dadurch daß man die kleinere Tonne abwechselnd mit Hülfe zweier Hebel auf- und abbewegt, wird die schlechte Luft ausgezogen und entweicht durch das obere Ventil in das Freie.

Wenn durch die Ausgrabung des Tunnels der unterste Schachtrahmen seines Unterlagers beraubt wird, so kann ein Herabrutschen der Verkleidung, insbesondere wenn dieselbe von Stein ist, stattfinden. Um dieß zu verhindern, hat man zwei Mittel, entweder das Eingraben von Schachtschwellen ein oder zwei Mtr. oberhalb dem Tunnelquerschnitt, oder das Aufhängen des untersten Schachtkranzes mittelst zwei Hängeketten an einen über der Schachtmündung liegenden Rahmen. Fig. 411, Taf. XXII. und Fig. 452, Taf. XXIV. Bei der Tunnelausmauerung geschieht die Verbindung derselben mit dem Schachtmauerwerk entweder durch zugerichtete Werkstücke, oder mittelst eines gußeisernen aus 4 Theilen zusammengeschraubten Ringes. Fig. 412, Taf. XXII.

In dem Folgenden wird nun das Verfahren des Tunnelbaues bei verschiedenen Bodenbeschaffenheiten und unter verschiedenen Umständen näher angegeben werden.

§. 174.

Tunnel in Felsen.

Die Ausführung eines Tunnels in Felsen, welcher nur kleine Quellen einschließt, ist weniger schwierig wie langwierig. Ist die Tunnellänge nicht größer als 200 bis 300 Mtr., so werden die Sprengarbeiten von beiden Mündungen des Tunnels angefangen und gegen die Mitte hin fortgesetzt.

Bei den Sprengarbeiten sind zwei Punkte zu berücksichtigen:

1) Müssen die Minen so angelegt werden, daß möglichst viel Material auf einmal gesprengt, dabei aber immer die Querschnittsform des Tunnels eingehalten wird.

2) Muß das gesprengte Material leicht weiter transportirt werden können.

Was die Anlage der Minen betrifft, so richtet sich diese hauptsächlich nach der Härte und Struktur des Gesteins, immer aber werden die ersten Bohrlöcher in der Nähe des Scheitels des Tunnelquerschnitts eingetrieben, und die Sprengung nach unten hin fortgesetzt.

---

*) Zeitschrift des österreichischen Ingenieurvereins. Jahrgang 1851, und Annales des ponts et Chaussées. 1846. 2. Sem. p. 84.

Damit alsdann ein möglichst leichter Transport stattfindet, wird entweder eine geneigte Ebene oder eine Abtreppung im Gesteine gebildet.

Bei dem Tunnel von Souffey, Kanal von Bourgogne, befolgte man bei dem Sprengen des ziemlich weichen Gesteins folgende Methode. Fig. 438, Taf. XXIV. Man fing damit an, eine Vertiefung a von 0·2 Mtr. Höhe und 1 Mtr. Tiefe auf die ganze Breite des Querschnitts einzuhauen, alsdann bohrte man die 3 Bohrlöcher b, mittelst welchen man das Massiv c lossprengte; nun bohrte man 3 verticale Löcher d zur Sprengung des Massivs h, und endlich 3 weitere verticale Löcher m zur Trennung des Massivs p. Nachdem dieß geschehen, fing man dieselbe Arbeit wieder von vorn an. Minard gibt an, daß ein Mineur per Tag 0·25 bis 2 Kubikmtr., je nach der Härte des Gesteins, lossprengen kann.

Bei den Sprengarbeiten der Tunnels am Isteiner Klotz in Jurakalk machte man folgende Erfahrung: In 694 Tagen, während welchen mit Ausnahme von 110 Nächten Tag und Nacht gearbeitet wurde, betrug die Anzahl Arbeiter zum Sprengen bei Tag 12431, bei Nacht 6889. Die Anzahl Bohrlöcher betrug 25445, ihre Gesammtlänge 66725 badische Fuß; Bedarf an Pulver 33328 Pfund, an Raketen 117703 Stück.

Die Kosten waren:

Für die Arbeiter	32731	Gulden rhein.
„ Pulver	10663	„
„ Raketen	2296	„
„ Oel für die Lampen . .	6020	„
„ Reparatur des Bohrgeschirrs	21810	„
	46406	Gulden rhein.

Das gesprengte Material hatte einen kubischen Inhalt von 489200 Kubikfuß, es kommen daher auf einen Mineur 25·3 Kubikfuß oder 0·68 Kubikmtr. Der Fortschritt per Tag war 11″ oder 0·33 Mtr.

Was den Transport des gesprengten Materials anbelangt, so geschieht dieser entweder mit zweirädrigen Handkarren oder auf einer Dienstbahn mit Wippkarren.

Nicht jeder Felsen ist von der Beschaffenheit, daß er sich frei hält und bei vorkommenden Erschütterungen sich keine Stücke ablösen, auch widersteht nicht jeder den äußern Einwirkungen der Atmosphäre, man ist daher genöthigt, den Tunnel mit einer Steinverkleidung zu versehen. Das Material ist entweder Bruch- oder Backstein; häufig werden die Widerlager aus behauenen Steinen oder Bruchsteinen, und die Gewölbe aus Backsteinen hergestellt. Diese Verkleidung ist stets sorgfältig mit hydraulischem Mörtel auszuführen und es dürfen keine leeren Räume zwischen dem Mauerwerke und dem Gebirge gelassen werden, indem sonst durch das Herabfallen eines größeren Felsstückes das Gewölbe durchgeschlagen werden könnte. Die leeren Räume werden entweder einfach mit Bruchsteinen ausgesetzt, oder es wird das Gewölbmauerwerk bis an den Felsen hin verbreitert.

Bevor die Ausmauerung beginnen kann, muß der Felsen genau nach der äußern Linie des Gewölbmauerwerks abgeschroten werden. Zu diesem Behufe hat man ein Gerüste, wie Fig. 408, Taf. XXII. zeigt, welches auf einer Bahn fortgeschoben werden kann.

Die Ausführung der Verkleidung erfordert die Aufstellung mehrerer Lehrgerüste; das Gewölbe wird in einzelnen Zonen aufgeführt, immer nach Vollendung einer Zone werden die Lehrgerüste weiter vorgerückt oder auf einer Bahn verschoben. Finden sich in dem Tunnel einzelne Stellen, wo der Felsen sich frei hält, so wird die Verkleidung daselbst weggelassen.

Der größte Tunnel in Felsen (Alpenkalk) würde auf der Eisenbahn von Turin nach Genf vorkommen. Von savoy'scher wie von piemontesischer Seite kann man sich dem Mont-Cenis mit der Bahn so weit nähern, daß noch eine Strecke von 12290 Mtr. zwischen den Enden beider Bahnen sich befindet, welche unvermeidlich mittelst eines eben so langen Tunnels, der 1600 Mtr. unter dem Scheitel des Gebirges durchginge, zurückgelegt werden müßte. Der belgische Ingenieur Maus, von der sardinischen Regierung berufen, hat eine großartige Bohrmaschine erfunden, und vorgeschlagen, sich derselben zum Durchbruch des Mont-Cenis zu bedienen. Um sich der Wirkung der Maschine vollständig zu versichern, ließ Maus aus Auftrag der Regierung mit einem Aufwande von 200000 Frcs. ein Modell derselben verfertigen. Die Versuche über die Leistungen dieser Maschine sind so günstig ausgefallen, daß man glaubt, den Tunnel in 5 Jahren durchschlägig machen zu können, während die gewöhnliche Methode des Felsensprengens 40 Jahre erfordern würde, indem man nur an den beiden Mündungen vorangehen könnte. Das Verfahren besteht nämlich darin, den Felsen durch 6 parallele horizontale Einschnitte, welche 2 Mtr. lang sind und 0·4 Mtr. von einander abstehen, und 2 verticale Einschnitte, auf welche die horizontalen Einschnitte auslaufen, zu theilen, so daß man 5 Blöcke erhält, deren jeder 2 Mtr. lang und 0·4 Mtr. dick ist und nur an der hintern Fläche mit dem Felsen zusammenhängt. Mit Hülfe von Eisenkeilen und andern Werkzeugen, welche die Regelmäßigkeit der Blöcke leicht verwenden läßt, kann man diese Blöcke leicht ablösen. Während die Maschine an der einen Hälfte des Tunnels, d. h. 2 Mtr. hoch und 2 Mtr. breit, die Einschnitte macht, entfernen die Arbeiter die Blöcke auf der andern Hälfte. Nach den bisher erhaltenen Resultaten bringen die Werkzeuge in einer Stunde 0·6—0·9 Mtr. in den Felsen; dieß entspricht, den Tag zu 12 Stunden gerechnet, einem täglichen Fortschritte von 7·2—10·8 Mtr., oder wenn man noch die Hälfte auf zufälligen Zeitverlust abrechnet, einem täglichen Fortschreiten von 3·6—5·4 Mtr. Die Kosten für den Tunnel würden sich auf 13,804943 Frcs. belaufen, was 1120 Frcs. per laufenden Mtr. ausmacht*).

§. 175.

Tunnel in gespaltenen weichen Felsen, der sich mit dem Pickel bearbeiten läßt.

In weichem, zerrissenem Gesteine, welches mit dem Pickel bearbeitet werden kann, darf der ganze Querschnitt des Tunnels nicht gleichzeitig in Angriff ge-

*) Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens in technischer Beziehung. 1852, 7ter Band, 2tes Heft, Seite 9.

nommen werden, indem dadurch nicht allein die Arbeit kostspieliger, sondern auch schwieriger werden würde.

Hier ist es vorzuziehen, vor Allem einen Richtungsstollen im Scheitel des Querschnitts durchschlägig zu machen und das Gestein, wo es nöthig ist, durch Stollengevierte, doch ohne Sohlhölzer, zu stützen. Sobald diese Arbeit beendigt ist, fängt man an, den Stollen auf 9 Mtr. Länge so lange zu erweitern und zu vertiefen, bis der nöthige Raum für das Tunnelgewölbe vorhanden ist, wobei eine zweckmäßige Stützung durch Pfosten und Kopfschwellen oder Kappenhölzer nicht unterlassen werden darf. Ist auch diese Arbeit vollendet, so stellt man in Entfernungen von 1 Mtr. zu 1 Mtr. die Lehrgerüste auf und fängt nun an zu wölben; hierbei wird die Verschalung jedesmal nur von einem Lehrbogen zum andern aufgebracht, damit nicht zu viele Stützen wegfallen; jedenfalls sind die weggenommenen Stützen durch kürzere, gegen die Lehrbogen sich stützende zu ersetzen. Sobald das Gewölbmauerwerk hinreichend erhärtet ist, kann an die Aufführung der Widerlager geschritten werden, zu welchem Behufe man das Gestein zuerst auf die halbe Tunnelbreite und immer nur auf 1 Mtr. Tiefe herausbricht, dabei aber das Gewölbe so lange unterstützt, bis das Widerlager selbst die Stütze bildet. Erst nachdem das eine Widerlager auf 9 Mtr. Länge ausgeführt ist, wird das übrige Gestein vollends in einzelnen Parthien von 1 Mtr. Länge ausgeschroten und das andere Widerlager ebenfalls auf 9 Mtr. Länge hergestellt. So werden alle Arbeiten von 9 zu 9 Mtr. wiederholt, bis der ganze Tunnel geöffnet ist.

Mehrere Tunnel im Vesdre-Thal in Belgien wurden in der Weise ausgeführt.

§. 176.

Tunnel in Kreide.

Bei dem Tunnel des Kanals Thames und Medway in England, der in Kreide geöffnet wurde, hat man folgenden Gang in der Ausführung befolgt: Der Tunnel hat 3620 Mtr. Länge und wurde von 12 ausgemauerten, 2·4 Mtr. weiten Treibschachten aus in Angriff genommen. Die Entfernung der Treibschachte wechselte von 180 bis 540 Mtr. Außer den Treibschachten waren noch 11 Luftschachte von 1·8 Mtr. Weite vorhanden. Die Weite des Gewölbes beträgt 8 und 10 Mtr. Man öffnete 5 Längenstollen und ließ zwischen denselben dünne Pfeiler stehen, Fig. 439, Taf. XXIV. Die Stützung bestand in einzelnen senkrechten Pfosten mit kurzen Sohl- und Kopfschwellen.

Waren die Stollen auf 6 Mtr. Tiefe eingetrieben, so nahm man die Kreidepfeiler auf 3 Mtr. Tiefe heraus, und stellte dafür gleich die Lehrgerüste auf. Die weggenommenen Stützen ersetzte man, wo es nöthig erschien, durch kurze Stützen, die sich gegen das Gerüste stemmten. Während nun das Gewölbe aufgeführt wurde, ging man mit den Stollen weitere 3 Mtr. vor, und nach geschlossenem Gewölbe wiederholte man die vorigen Arbeiten so lange, bis der ganze Tunnel geöffnet war. Manchmal wurde die Luft in den Stollen so schlecht, daß alle 20 Mtr. Luftschachte abgeteuft werden mußten. Zeigte sich Wasser, so wurde dieß mittelst Pumpen in die Höhe gefördert.

Die Ausführung der Verkleidung erfordert die Aufst...
gerüste; das Gewölbe wird in einzelnen Zonen aufgeführt ...d Thon.
einer Zone werden die Lehrgerüste weiter vorgerückt ob...
Finden sich in dem Tunnel einzelne Stellen, wo ...
die Verkleidung daselbst weggelassen. ...-Versailles-Bahn ist in gerader
Der größte Tunnel in Felsen (Alpe... in das Gebirge geöffnet. Seine
Turin nach Genf vorkommen. Von ... ...ten bestund größtentheils aus Mergel
kann man sich dem Mont-Cenis m... Mergel mit schwachen Gypslagen. Ueber
Strecke von 12290 Mtr. zwischen ... Lage Sand, worauf eine dünne Lage Acker...
unvermeidlich mittelst eines ebe... des Gebirges bildet.
Scheitel des Gebirges durch... zeigt den Querschnitt des Tunnels bei einer
genieur Maus, von der ... Mtr.
maschine erfunden, um ... auf der linken Seite in Abständen von 50 Mtr.
Cenis zu bedienen. ... die Personen, welche die Bahn begehen, zurücktreten
ließ Maus aus ... Mtr.
ein Modell ... 10 Schachten aus in Angriff genommen worden, von
sind so gü... Linie der Bahn und die neun andern 10 Mtr. zur Linken
schlägig ... Die Abstände dieser Schachte wechseln von 47·4 bis 75 Mtr.
40 Ce... wechselte von 17 bis 32 Mtr. Alle Schachte waren voll...
gehe... einen, in welchem man eine beträchtliche Wasserader an...
ho... wurde durch fortwährendes Pumpen in die Höhe gefördert.
a... bildete ein Rechteck von 2·74 Mtr. Länge und 1·84 Mtr.
... Die lange Seite des Rechtecks lief mit der Achse des Tunnels

Die Schachtzimmerung besteht aus vier in den Ecken stehenden Bolzensträngen ... welche 0·22 im Gevierte stark sind; diese Bolzen sind jeder 2 ... und mit schrägem Hackenkamm mit einander verbunden. In den ... werden sie durch Querriegel festgehalten, welche aus einem Mittel... von 0·11 × 0·23 Stärke und 2 Laschen von 0·12 × 0·23 Stärke be..., die jede über die Enden des Mittelstücks um 0·4 hervorragen und durch ... Schraubenbolzen mit dem letztern verbunden sind. Wenn diese Riegel verlegt ... sind, so treibt man dahinter mit Brettern ab und schließt das Ganze mit ... hölzerner Gegenkeile, welche zwischen die Enden des Mittelstücks und die Pfahlruthen eingeschlagen werden.

Sobald der Schacht um weitere 1·5 Mtr. niedergebracht worden war, erneuerte man dieselbe Operation.

Die zur Seite gelegenen Schachte standen mit der Richtstrecke (Stollen) durch Querstollen in Verbindung, welche 2 Mtr. im Lichten der Zimmerung breit und 1·85 Mtr. hoch waren und deren Sohle 3·4 Mtr. über dem Schienenniveau lag. Diese Stollen wurden mittelst Thürstockzimmerung verwahrt; jedes Gevierte bestand aus einer 0·25 Mtr. im Gevierte starken Kappe von 2·45 Mtr. Länge, die an ihren Enden leicht eingeschnitten wurde, und zwei, 0·22 Mtr. im Gevierte starken 1·85 Mtr. langen Thürstöcken, die auf einem Sohlholz aufstanden. Diese Thürstockgevierte standen 1·5 Mtr. von einander ab.

Die Querstollen sind bei der Anlage eines Tunnels von großem Nutzen; sie lassen nicht allein eine Menge von Unfällen vermeiden, welche eintreten, wenn die Schachte auf der Achse der Bahn stehen, sondern sie dienen auch als Depot für das bei dem Betriebe zu verwendende Gezähe (Werkzeug) und Materiale aller Art.

Die Richtstrecke hat dieselben Dimensionen und die gleiche Auszimmerung wie die Querstollen.

Die Fig. 423, worin der Tunnelquerschnitt durch punktirte Linien angedeutet ist, zeigt den Querschnitt der Richtstrecke; die Sohle derselben liegt wie die der Querstollen 1·1 Mtr. über der Kämpferlinie des Gewölbes und 3·4 Mtr. über dem Niveau der Schienen.

Sobald die Richtstrecke (Richtungsstollen) auf ihre ganze Länge durchschlägig geworden und die Achse des Tunnels genau bezeichnet war, handelte es sich darum, nach und nach diese Richtstrecke zu erweitern, um den über ihrer Sohle liegenden Theil des Gewölbes aufführen zu können. Man verfuhr dabei folgend:

Fig. 423, 423a und 424, 424a. Eins der Thürstockgevierte, sowie die zwei zugehörigen Verwandungen wurden hereingenommen; hierauf die Förste bis zum Rücken des Gewölbes nachgebrochen und sodann zwei Bolzen a b vertical in der Achse in 2 Mtr. Entfernung von einander aufgerichtet. Diese beiden Bolzen trugen jeder eine parallel der Streckenachse liegende Kappe. Dieselbe Operation wurde wiederholt, bis wenigstens vier Bolzen eingebaut worden waren. Fig. 424a.

Es wurden nun vier Paare von Thürstockgevierten eingesetzt und die Bolzen weggenommen. Hierauf fuhr man fort, die Strecke nach beiden Seiten hin zu erweitern, indem man mit der Förste der projektirten Linie des Gewölbrückens folgte und nach Maßgabe des Vorwärtsschreitens der Arbeit vier Reihen Spreizen (Stützen) in Fächerform einbaute. Fig. 425 und 425a. Da die Spreizen einen schiefen Winkel mit den Kappen bilden, so schlug man in letztere große Nägel.

Während nun die Lehrbogen gesetzt wurden und die Mauerung auf diese erste Strecke geführt wurde, bereiteten die Erdarbeiter in derselben Weise eine zweite nächste Strecke vor. Fig. 426a und 427 stellen diesen Betrieb im Grundrisse und Längenschnitte vor, nachdem bereits ein Lehrbogen in jedes Stützenfach gesetzt ist. Die Lehrgerüste ruhen auf der Streckensohle und sind 2 Mtr. von einander entfernt. An Punkten, wo das Gebirge wenig Haltbarkeit besaß, wurden Spreizen auf die Lehrbogen gesetzt.

Die Construction des Lehrgerüstes ist aus den Fig. 426, 431 und 432 ersichtlich. Der Spannriegel s besteht aus mehreren Stücken, um dadurch sowohl den Einbau, als auch das Abrüsten nach Beendigung der Mauerung zu erleichtern. Die beiden Enden desselben, welche 1 Mtr. über die Kranzhölzer hinausragen, sind bestimmt, Fröschen a b zur Auflagerung zu dienen, auf welche Bretter zu liegen kommen, die mit ihrem andern Ende auf den Fröschen der benachbarten Lehrbögen ruhen. Diese Bretter dürfen nicht aufgenagelt werden, damit sie sich später leicht wieder wegnehmen lassen.

Sobald 3 oder 4 Lehrbögen zwischen den fächerförmigen Spreizenreihen aufgestellt und die Frösche a b und Deckbretter c verlegt waren, legte man die ersten Schalbretter und begann die wirkliche Mauerung, deren erste Schicht von den Froschdeckbrettern getragen wurde; sie bestand aus auserlesenen, gut behauenen Bruchsteinen, welche erst trocken in 2 Centimtr. Abstand gelegt und dann mit einer Lage Mörtel bedeckt wurden. Die übrigen Schichten führte man nach dem gewöhnlichen Verfahren auf. Nach Maßgabe des Vorwärtsrückens der Mauerung zur Rechten und Linken legte man neue Schalbretter und nahm die Spreizen herein, sobald es die Arbeit erforderte.

War die Mauerung bis nahe an den Schlußstein gekommen, so wendete man statt der Längenverschalung der Lehrbögen einen Rahmen an, in dessen Falze, Fig. 431 und 432, die Enden kleiner Schalbretter zu liegen kamen, welche der Maurer parallel den Lehrbögen nach und nach einfügte, indem er rückwärts gehend das Gewölbe schloß. r, Fig. 431, ist das Gerüst, auf dem der Maurer steht.

Soviel wie möglich berührte der Gewölberücken das Gebirge; indeß kam es häufig vor, daß in Folge mehr oder minder beträchtlicher Abrollungen Höhlungen entstanden, welche mit gewöhnlicher Mauerung kostspielig gewesen sein würden. Man begnügte sich damit, diese Höhlungen mit Bruchsteinen auszusetzen, wozu als Bindemittel Lehm diente, dem zuweilen etwas Kalk zugesetzt wurde. Die Stärke des Gewölbes sollte im Allgemeinen 0·9 Mtr. sein, stieg aber manchmal bis zu 1·6 Mtr.

Sobald die Mauerung eines Theils des Gewölbes hinreichend trocken war, etwa nach 10 bis 14 Tagen, nahm man die Stroße g h k i, Fig. 10, auf 4 bis 10 Mtr. Länge, je nach der Haltbarkeit des Gebirges, in Angriff und ging damit bis auf das Niveau der Schienen nieder. Hierauf wurde unter jeden Lehrbogen eine Spreize d geschlagen, zwischen deren Fuß und dem darunter liegenden Fußholze Doppelkeile eingeschlagen wurden und deren oberes Ende den Spannriegel unterstützte. Besaß die Sohle wenig Haltbarkeit, so setzte man unter jeden Lehrbogen noch den Bolzen e, der ebenfalls auf einem Fußholze und Doppelkeilen ruhte. Hatte man in dieser Weise alle Lehrbögen unterstützt, welche sich auf der in Angriff genommenen Stroße befanden, so trug man endlich noch den Theil g l m n ab, setzte Lehrbögen und mauerte die Widerlager darnach auf. Sobald man damit so weit in die Höhe gekommen war, daß nur noch zwei Schichten zu legen waren, so nahm man das äußerste Froschdeckbrett weg und füllte den leergelassenen Raum mit Mauerwerk aus; so fuhr man fort, bis alle diese Deckbretter beseitigt und durch Mauerung ersetzt waren. Fig. 429 stellt die Arbeit nach Beendigung eines Widerlagers vor. Bei dem Setzen der Lehrbogen war man gezwungen, Löcher für die Enden der Spannriegel offen zu lassen. Diese Löcher wurden nach erfolgtem Abtragen der Lehrbögen mit Mauerung ausgefüllt.

Nachdem bei einem Theile des Gewölbes das Unterfangen auf einer Seite beendigt worden war, wiederholte man dieselbe Operation auf der andern und rüstete die Lehrbogen ab. Nun blieb nur noch der in der Mitte stehen gebliebene Erdkern abzutragen.

In Bezug auf die beim Betriebe des Tunnels stattgehabte Förderung ist folgendes zu erwähnen: Anfangs reichte ein viermänniger Haspel auf jedem Schachte aus. Später setzte man an deren Stelle einspännige Pferdegöpel. Mit diesen zugleich führte man dreirädrige Wagen von 0·3 Kubikmtr. Fassungsraum ein, die auf der Strecke von 4 Mann bedient und zugleich als Schachtförder-gefäße benutzt wurden, indem das Seil in vier Oesen an den vier Ecken mittelst Hacken befestigt wurde. Später änderte man diese einspännigen Göpel in zwei-spännige um, deren Seilkörbe 2·5 Mtr. Durchmesser hatten.

Das Abteufen der Schachte und Treiben der Querstollen erforderte 4 Monate Zeit; die Richtstrecke brauchte zu ihrer Ausführung 2 Monate, die Mauerung 6 Monate Zeit; im Ganzen dauerte die Ausführung 15 Monate. Die Kosten waren:

Erdarbeiten. Die zu fördernde Erdmasse war 38328 Kubikmtr., wovon 37228 Kubikmtr. die Schachte passiren mußten. Die Kosten pro laufenden Mtr. Tunnel waren:

Erdarbeit	468·43	Fr.
Zimmerung	693·22	„
Mauerung	799·88	„
Wasserhaltung	78·17	„
Materialien aller Art, Göpel, Haspel, Gezähe, Beleuchtung bei der Mauerung ꝛc., Entschädigungen, Unterstützungen für Verunglückte ꝛc.	140·32	„
Summe	2180·02	Fr.*)

§. 178.

Tunnel in Mergelboden von ziemlicher Haltbarkeit und Kalksteinfels.

(Gewöhnliche Methode.)

Der Tunnel an dem Kanal von Bourgogne mußte auf eine Länge von 3330 Mtr. theilweise durch ziemlich festen Mergelboden a, theilweise durch Kalksteinfels m getrieben werden; Fig. 442, Taf. XXIV. Beide Bodenarten zeigten nur wenig Wasser und verwitterten an der Luft, weshalb eine vollständige Ausmauerung des Tunnels nöthig war. Die Sohle des Tunnels liegt 55 Mtr. unter dem höchsten Punkt des Bergrückens.

Das Verfahren bei der Ausführung des Tunnels war folgendes: Es wurden 32 Schachte abgeteuft und zwar 16 über jeder Widerlagslinie in Entfernungen von je 200 Mtr., doch so, daß jeder Schacht einer Linie 40 Mtr. und 160 Mtr. Abstand von den Schachten der andern Linie hatte. Fig. 449. Von diesen Schachten, die bis auf die Tunnelsohle herabgingen, wurden gleichzeitig auf beiden Seiten die Widerlagsstollen in Angriff genommen. Dieselben erhielten solche Dimensionen, daß das Widerlagsmauerwerk darin aufgeführt werden konnte, nämlich 2 Mtr. Breite und 2·6 Mtr. Höhe. Nur an einigen Stellen mußten diese Stollen ausgezimmert werden.

*) Der Ingenieur, Zeitschrift für das gesammte Ingenieurwesen. Freiburg 1848.

Während man mit dem Aufmauern der Widerlager beschäftigt war, wurden mehrere Querstollen von einem Widerlager zum andern geführt; von diesen stieg man nun mittelst geneigten Stollen bis in die Höhe des künftigen Gewölbscheitels, wo ein dritter Längenstollen, Kopfstollen, durchschlägig gemacht wurde. Von allen Schachten gingen Querstollen gegen den Kopfstollen, damit die Förderung des Abtrags möglichst beschleunigt werden konnte.

Waren die Arbeiten so weit vorgeschritten, so handelte es sich um die Ausführung des Gewölbes. Hierbei ging man immer nur von 3 zu 3 Mtr. vor. Der Kopfstollen wurde zu beiden Seiten hin bis hinter den Gewölbrücken erweitert und hinreichend vertieft, damit Raum für das ganze Gewölbe vorhanden war. Zur Stützung des Bodens stellte man, wo es nöthig war, mehrere Spreizenreihen in Fächerform ein; jeder Reihe gab man ihre gemeinschaftliche Unterlagsschwelle, und jede Spreize stieß gegen ein mit der Achse des Tunnels parallel laufendes Kappenholz.

Nachdem die Erweiterung des Kopfstollens auf 6 Mtr. Länge beendigt war, stellte man auf 3 Mtr. Länge 3 Lehrgerüste auf und fing an zu wölben; nach Maßgabe des Vorrückens der Wölbung legte man die Schalbretter auf, bis gegen den Schluß hin, wo alsdann in gleicher Art wie bei dem Tunnel von Saint-Cloud verfahren wurde.

Nach Beendigung der 3 Mtr. langen Gewölbzone rollte man die Lehrgerüste 3 Mtr. weiter und wölbte eine weitere Zone von 3 Mtr. Länge; im Verhältniß wie das Gewölbe vorwärts rückte, wurde auch die Erweiterung des Kopfstollens vorgenommen, so daß niemals eine Stockung eintreten konnte.

War das ganze Gewölbe vollendet, so hatte man noch den mittlern Erdkern wegzunehmen und das Sohlgewölbe herzustellen.

Zeigte sich an irgend einer Stelle des Tunnels unterirdisches Wasser, so wurde dasselbe während dem Baue mit Pumpen in die Höhe gefördert oder später der Länge nach durch die Einschnitte abgeleitet.

Um ein Ansammeln des Quellwassers hinter der Ausmauerung zu verhindern, bedeckte man das Gewölbe mit einer hydraulischen Mörtellage und ließ von Strecke zu Strecke kleine Kanäle durch die Widerlagsmauern gehen.

§. 179.

Tunnel in Thonboden von bedeutender Mächtigkeit.

(Gewöhnliche Bauart.)

Der Tunnel am Kanal von Roubaix wurde in eine Thonschicht von bedeutender Mächtigkeit geöffnet, in welcher man zwar wenig Wasser fand, allein doch mit großen Schwierigkeiten zu kämpfen hatte, da der Thonboden in Berührung mit der Atmosphäre sich zusammenzog, Risse bekam und große Massen sich ablösten, die auf die Zimmerung einen sehr bedeutenden Druck ausübten.

Der Tunnel hatte eine Länge von 1200 Mtr. und liegt an der tiefsten Stelle 30 Mtr. unter der Oberfläche des Terrains.

Die Schachte, welche abwechselnd zur Rechten und zur Linken der Tunnelachse abgeteuft waren, hatten eine Entfernung von 50 Mtr., und lagen 2 Mtr.

außerhalb den Widerlagern. Bei dem Baue dieser Schachte traf man etwa 3 Mtr. über dem Tunnelgewölbe eine Sandader mit Wasser; dieses in die Schachte quillende Wasser sammelte man in Senkgruben, von denen es mittelst Pumpen in die Höhe gefördert wurde.

Nachdem man von jedem Schachte aus einen kleinen Querstollen a, Fig. 446, Taf. XXIV., gemacht hatte, trieb man in dem Niveau der Tunnelsohle einen Widerlagsstollen von 2 Mtr Höhe und 2 Mtr. Breite ein und gab demselben eine Verkleidung, wie Fig. 443 zeigt; in diesem Stollen wurde nun das Widerlagsmauerwerk auf die halbe Höhe aufgeführt, indem man nach Maßgabe des Vorrückens der Mauer die Stützen auf der einen Seite wegnahm, Fig. 444; nach diesem füllte man den übrigen Raum des Stollens mit Thonerde aus, indem man, sobald eine gewisse Länge des Mauerwerks hergestellt war, gleich einen zweiten Stollen unmittelbar über dem ersten anlegte, Fig. 445; in diesem zweiten Stollen führte man die Widerlager auf ihre vollständige Höhe von 4 Mtr., Fig. 446. Waren so beide Widerlager vollendet, so machte man von 2 zu 2 Mtr. Tiefe die für das Gewölbe nöthige Ausgrabung und beeilte sich, nach vorheriger Aufstellung zweier Lehrbogen, Fig. 447 und 447 a, das Gewölbe selbst aufzuführen. In je 24 Stunden wurde eine Gewölbzone von 2 Mtr. Länge zu Stande gebracht; längere Zeit durfte nicht wohl der Boden ohne Unterstützung gelassen werden, indem sonst ein Einsturz zu gewärtigen gewesen wäre.

§. 180.

Tunnel unter dem Lustschlosse Rosenstein auf der Württembergischen Eisenbahn*).

Ganz eigenthümliche Schwierigkeiten zeigten sich bei dem Baue des Tunnels unter dem Lustschlosse Rosenstein bei Stuttgart; derselbe unterfährt das Schloß senkrecht unter der mittlern Gallerie desselben in der geringen Tiefe von 12·8 Mtr. resp. 18·59 Mtr. bei einer Steigung von 1 : 125. Die zu durchfahrenden Erdschichten waren: Keupermergel, Geschiebe und Conglomerat, Thon und Diluvium.

Die Rücksicht auf die ungestörte Benutzung des zu dem Schlosse gehörigen Parks gestattete die Abteufung eines Schachtes, welcher unter andern Umständen unweit der Fontaine auf der Seite gegen Stuttgart angelegt die Arbeiten bedeutend erleichtert haben würde, nicht; man mußte sich daher auf den Betrieb von beiden Mündungen aus beschränken.

Die Länge des Tunnels ist 363·2 Mtr.; die Hauptdimensionen seines Querschnitts sind aus Fig. 421, Taf. XXII. zu entnehmen. In der einen Hälfte a des Profils ist die Gewölbdicke im Scheitel 0·57 Mtr., auf der Widerlagshöhe 0·71 Mtr. Diese Dimensionen wurden unter dem Lustschlosse selbst und unter dem Bassin des Springbrunnens verstärkt, wie in der andern Hälfte b des Profils angegeben ist, so daß die Gewölbdicke im Scheitel 0·71 und auf der Widerlagshöhe 0·858 Mtr. betrug; auch die Widerlager erhielten eine entsprechende

*) Eisenbahnzeitung 1848 Nr. 21.

Verstärkung. Die Mauerung wurde aus dem in der Nähe der Baustelle vorkommenden feinkörnigen, lagerhaften Keupersandstein in Mauerstücken von 0·57 bis 0·85 Mtr. Länge, durchschnittlich 0·43 Mtr. Breite und 0·14 Mtr. Dicke ausgeführt. Der verwendete Mörtel war schwach hydraulisch, nur da, wo Einsickerungen von Wasser vorkamen, wurde demselben eine entsprechende Menge Traß zugesetzt.

Der Betrieb des Baues war folgender: beide Widerlager wurden gleichzeitig mittelst zweier Stollen in Angriff genommen, deren Sohle 0·45 Mtr. unter der Oberfläche der Schienen lag, deren größte Lichtweite 2·8 Mtr. und deren größte Lichthöhe 2·28 Mtr. betrug. Fig. 413 und 416a. Da die größte Breite der für das ganze Tunnelprofil erforderlichen Aushöhlung 8·86 Mtr. betrug, so blieb zwischen beiden Stollen ein Erdkörper von 3·26 Mtr. Dicke stehen. Die Zimmerung der Stollen bestand in Gevierten von kantigem Tannenholz, an denen die Schwellen 0·2 Mtr. Höhe und 0·286 Mtr. Breite, die Pfosten und Pfetten 0·228 Mtr. im Gevierte erhielten. Jedes Stollengevierte erhielt außerdem eine Zwischenunterstützung, welche den Stollen in zwei Gänge theilte, von denen der äußere 0·85 Mtr. im Licht Breite, den Raum für das Widerlager enthielt, der innere 1·14 Mtr. Weite als Förderstollen diente. Die Seitenwände des Stollens wurden, wo die Beschaffenheit des Gebirges dieß erforderte, besonders aber auf den Seiten des zwischen beiden Stollen stehen gelassenen Kerns mittelst einer hinter die Seitenpfosten eingeschobenen Verschalung von 0·057 Mtr. starken Bohlen gegen Abbröckeln und Einsturz gesichert. Die Decke des Stollen wurde in der beim Bergbau üblichen, in Fig. 413 deutlich gemachten Weise mittelst überschobener Bohlenstücke versichert, deren vorderes Ende durch provisorisch eingesetzte Streben so lange unterstützt wurde, bis dasselbe auf dem nächsten einzusetzenden Gevierte seine Auflage fand. Die Gevierte der Auszimmerung sollten zugleich als Stützen der Lehrgerüste benützt werden, man gab ihnen daher eine Entfernung von 1·14 Mtr.

Sobald die untern Stollen so weit vorgerückt waren, daß für den Betrieb derselben von dem Angriff des zweiten Stockwerks keine Störung mehr zu besorgen war, d. h. etwa 12 bis 15 Mtr., so wurde mit diesem begonnen. Die Dimensionen dieses zweiten Stollens, Fig. 413, 416 und 418, das System und die Maße der Zimmerung stimmen mit den untern Stollen überein, nur erhielt der äußere Pfosten, um sich der Linie des zum Theil in diesen Stollen fallenden Gewölbes möglichst anzuschließen, eine Neigung nach innen. Der Betrieb dieses Stollens unterschied sich in nichts von dem der untern; die Deckenverschalung des untern Stollen wurde nach Maßgabe des Vorrückens des obern mit einem Dielboden ersetzt, gleichwie auch die Sohle des untern Stollens mit einem solchen belegt wurde, um die Ausförderung des Gebirges und später den Transport der Materialien, zu welchem man sich sogenannter Hunde bediente, zu erleichtern.

Der Betrieb der untern und der über diesen liegenden Stollen wurde von beiden Tunnelmündungen aus, so weit nicht die Nähe des Lustschlosses und des vor demselben liegenden Bassins die Anwendung der äußersten Vorsicht und somit ein rasches Nachrücken des Mauerwerks gebot, auf etwa 50—60 Mtr. fortgesetzt, bevor man zur Aufführung der Widerlager schritt. Alle 30 Mtr. machte man einen Querstollen zur Erleichterung der Förderung des Gebirges und des Gerüstholzes.

Behufs der Aufführung der Widerlager mußten nun zuerst die Fundamente derselben ausgehoben werden, wobei verfahren wurde, wie in Fig. 417 a dargestellt ist. Zwischen zwei Schwellen der Zimmerung des untern Stollen wurde die Tiefe des Fundaments ausgehoben, auf den geebneten Grund der Grube ein kurzes Schwellenstück gelegt und auf dieses die Strebe f gesetzt, deren unteres Ende mit der in Fig. 422 dargestellten Schraubenvorrichtung versehen war. Unter die Pfette des untern Stollen wurde sofort ein mehrere Gestelle fassender Durchzug g gelegt und die Strebe mittelst eines an dem sechseckigen Fuße der eisernen Spindel angelegten Schraubenschlüssels unter den Durchzug aufgewunden.

Nachdem der Durchzug an mehreren Stellen unterstützt war, wurde die Verschalung der Seitenwand des Stollens, wenn nöthig, mittelst eines vorgelegten Bohlenstücks i und der kleinen Streben k gegen die Zwischenunterstützung der Stollenzimmerung gestützt, sofort die Schwelle h abgeschnitten und sammt den hintern Pfosten der Zimmerung weggenommen. Hierauf wurde die Aushebung der Fundamentgrube vollendet, die Sohle derselben geebnet und mit dem Mauern begonnen. Nach Maßgabe des Vorrückens der Maurerarbeiten wurde die Verschalung der äußern Seitenwand des Stollens Bohle für Bohle beseitigt, die Schraubenstreben f einzeln herausgenommen und durch immer kürzere ersetzt, welche sofort auf den bereits aufgeführten Theil des Mauerwerks aufgesetzt wurden, bis die Höhe des letztern, Fig. 417 b, erreicht war, wo dann die Schraubenstreben nach und nach ganz beseitigt und der Durchzug g mittelst untergeschobener Keile auf das Mauerwerk gestützt wurde, gleichwie das Ende der abgeschnittenen Schwelle h mittelst der Keile e auf den untern Fundamentvorsprung gelagert wurde, sobald dieser hergestellt war.

Die Schraubenstreben gewährten in Hinsicht auf Sicherheit, Bequemlichkeit und Beschleunigung der Arbeiten bedeutende Vortheile, welche die Anschaffungskosten derselben weit überwogen.

Bei Fortsetzung der Mauerarbeiten in dem mittleren Stollen, Fig. 481 a und b, wurde zuerst die Pfette m des untern Stollen so abgeschnitten, daß zwischen das Ende derselben und das Mauerwerk, sobald dieses die erforderliche Höhe erreicht hatte, ein Keil getrieben werden konnte. Sofort wurden an die Pfetten des untern und obern Stollens zwei nach der Bogenlinie geschnittene Bohlenstücke o angeblattet und angeschraubt, an diese mittelst der Streben p und des vorgelegten Bohlenstücks q die Verschalung der Seitenwand gestützt und mit dem Aufführen der Mauer fortgefahren.

Nach Maßgabe des Vorrückens derselben wurden die Bohlen der Wandverschalung Stück für Stück abgelöst, bis das Gemäuer auf der Höhe, Fig. 418 b, anlangte, wo sofort das Ende der Pfette des mittlern Stollen mittelst einiger Keile auf dasselbe aufgelagert werden konnte. Die Bohlenstücke o blieben bis nach dem Schlusse des Gewölbes.

Erst wenn die beiden Widerlager des Tunnels bis auf die Höhe Fig. 418 b aufgeführt waren, wurde mit dem Eintreiben des unter dem Scheitel des Gewölbes durchlaufenden obern Stollen begonnen. Derselbe erhielt, wie aus Fig. 418 ersichtlich ist, eine Lichtweite von 2·68 Mtr. und im Scheitel eine Lichthöhe von

2·9 Mtr. Die Zimmerung bestand aus der Schwelle r, welche auf gleiche Höhe in der Art zwischen die Pfetten der mittlern Stollen eingelegt wurde, daß diese drei Hölzer durch beiderseits angelegte und verbolzte eiserne Bänder s und zwischen die Stirnen derselben eingetriebene Keile t zu einem Ganzen verbunden werden konnten. Auf der Schwelle standen drei Pfosten C, welche den obern Stollen in zwei Gänge theilten. Die Seitenwände des obern Stollen wurden durch Bohlenverschalungen gegen das Einbrechen gesichert. Auf dem Pfosten c ruhte eine Pfette u, auf welche eine Fütterung v aufgedübelt wurde. Die beiden äußern Pfosten wurden stumpf unter die Pfette gestellt und durch je zwei seitwärts angeschraubte dreieckige gußeiserne Platten w in der Art verbunden, daß die für die Erbreiterung des obern Stollen nach dem Tunnelprofil erforderlichen Verlängerungsstücke x, Fig. 419a, zwischen diesen Platten stumpf an die Pfetten angestoßen und gleichfalls angeschraubt werden konnten. Um den Gestellen des obern Stollen noch mehr Festigkeit zu geben, wurde sofort das geschweifte Bohlenstück S, welches den Scheitel des Lehrgerüstes bildet, sogleich angeblattet und festgeschraubt.

Der letzte und schwierigste Theil der Minirarbeiten war die Erbreiterung des obern Stollen nach dem ganzen Profil des Tunnels. Fig. 414 und 419a.

Zu diesem Zwecke wurden zunächst in dem untern und mittlern Stollen die Schwellen und Durchzüge y, Fig. 415 und 419a, eingezogen und diese mittelst der Schraubenstreben z gegen jene verspannt.

Sofort wurde vom obern Stollen aus eine gezahnte Schwelle von Eichenholz α zwischen die Pfetten des mittlern Stollen eingeschoben und auf die Durchzüge y gelagert. Die Seitenverschalung des obern Stollen zwischen zwei Gestellen wurde nun weggenommen und die bloßgestellte Wand oben angehauen, bis ein 1·1 Mtr. langes Bohlenstück von 0·28 Mtr. Breite, dessen Enden später auf die Verlängerungsstücke der Pfetten x aufliegen sollten, eingesetzt werden konnte. Dieses Bohlenstück wurde mittelst einer Schraubenstrebe β auf die gezahnte Schwelle gestützt und weiter minirt, bis ein zweites Bohlenstück eingezogen werden konnte, welches ebenfalls mittelst einer Schraubenstrebe auf die gezahnte Schwelle gestützt wurde.

In dieser Weise wurde so lange fortgefahren, bis eines der Verlängerungsstücke der Pfette x_1 Fig. 419b, sammt den zugehörigen geneigten Pfosten ε eingezogen werden konnte, auf welchen man nun die einzelnen bisher mit Streben unterstützten Bohlenstücke beiderseits auflagerte und unterkeilte. Man blattete und schraubte sofort ein weiteres Bohlenstück des Lehrgerüstes γ seitwärts an, nahm die Schraubenstrebe β weg, und fuhr in derselben Weise bis zum Zusammentreffen mit der Pfette des mittlern Stollen fort.

Sobald auf diese Weise die Rüstung für das Gewölbe des Tunnels geschlossen war, wurden die gezahnten Stücke α beseitigt und als Vorbereitung für die Wölbung die Verlängerungsstücke x x, mittelst kleiner, auf Keilen ruhenden Zwischenstreben A, Fig. 420a, auf die Lehrgerüste gestützt. Es wurde sofort die Pfette des mittlern Stollen nach der innern Wölbungslinie abgeschnitten und mit der eigentlichen Wölbung begonnen.

Die Schalhölzer u der Wölbung reichten immer nur von einem Lehrgerüste zum andern; sie hatten eine Stärke von 0·11 Mtr. Nach Maßgabe des Vorrückens

der Wölbung wurden sie aufgebracht, die Pfetten x, x und u in kurzen Stücken abgeschnitten, die Verschalung Stück für Stück abgelöst, die kleinen Stützen A verrückt und die Pfosten ε und c abgeschnitten.

Das Einschieben der Gewölbsteine wie der keilförmig bearbeiteten Schlußsteine geschah in der Richtung der Tunnelachse.

Man entnimmt aus Fig. 418 und 419 leicht, daß der Betrieb des obern Stollens, die Erbreiterung desselben nach dem Gewölbprofil und die Ausführung des Gewölbes selbst durch die vorangehende Herstellung der mittlern und untern Stollen bedeutend erleichtert werden mußte. Dessenungeachtet gelang es bei der, besonders auf der Seite gegen Stuttgart äußerst ungünstigen Beschaffenheit des Grundes, in der obern Hälfte des Tunnels trotz aller Anstrengungen nicht, mit der Herstellung des Gewölbes und den Widerlagern auch nur einigermaßen gleichen Schritt zu halten. Die Aufgabe war sonach, die Zahl der Angriffspunkte für den Betrieb des obern Theils des Tunnelprofils zu vermehren.

Da dieß nicht durch Abteufung von Schachten in der gewöhnlichen Weise geschehen konnte, so ergriff man das Auskunftsmittel, aus den oben erwähnten Verbindungsgängen zwischen den untern und mittlern Stollen Schachte senkrecht aufwärts zu brechen und von diesen aus vor- und rückwärts Angriffspunkte für die obern Stollen zu gewinnen.

Man suchte für diese Operation Stollen aus, wo der Boden ziemlich fest war.

Unter den Zufälligkeiten, welche im Verlaufe des Baues sich darboten, und Unterbrechungen in dem regelmäßigen Betriebe verursachten, gehören vor allem zahlreiche, bald mehr bald weniger bedeutende Einbrüche, welche in der gegen Stuttgart gelegenen Hälfte des Tunnels vorkamen und theils durch die geringe Mächtigkeit der über dem Tunnel liegenden Erdschichte, theils durch die ungleichartige Beschaffenheit derselben verursacht wurden. Der obere Theil des Tunnels mußte auf eine ansehnliche Strecke durch einen sandigen, mit Findlingsteinen von Faustgröße bis zum Gehalte von mehreren Kubikfußen vermischten Lehmboden getrieben werden, wobei es nur selten möglich war, das reine Tunnelprofil auszubrechen. Die Beseitigung größerer Findlingsteine verursachte Höhlungen, welche sich durch Nachstürzen des umgebenden lockern Grundes erweiterten und an einzelnen Stellen eine Ausdehnung von 3 Mtr. gewannen. Hierzu kam, daß die Oberfläche des Rosensteinhügels in früherer Zeit große Unebenheiten, verlassene Materialgruben und dgl. dargeboten hatte. Diese waren bei Anlegung des Parks ausgefüllt worden, bildeten aber fortwährend Sammelbehälter für das Tagewasser, welches sich sofort in der Tiefe verlor und beim Bau des Tunnels den sandigen und lehmigen Grund über demselben aufgelöst in die Stollen schwemmte. Endlich mochte auf den Zusammenhang des Gebirgs im obern Theil des Tunnels auch der Umstand nicht günstig wirken, daß man sich beim Eintreiben der untern Stollen, um vereinzelte Massen von hartem Kiesconglomerat zu bewältigen, häufig des Schießpulvers bedienen mußte.

An Stollen, wo es gelungen war, die Seiten und Deckenverschalung nach dem Profil des Tunnels einzubringen, würde die Wegnahme derselben vor dem Nachrücken des Mauerwerks Einbrüche nach sich gezogen haben, daher man sich

entschloß, die Verschalung mit einzumauern. An andern Orten konnten entstandene Höhlungen durch Vergrößerung der Mauerdicke ausgefüllt werden. Wo aber die Einbrüche eine solche Ausdehnung gewonnen hatten, daß eine Vergrößerung der Gewölbdicke nicht hinreichte, um dieselben auszufüllen, da wurden Decke und Wände der entstandenen Höhlung durch vorgelegte Bohlenstücke mit leichten Streben auf die Tunnelzimmerung gestützt, das Gewölbe möglichst rasch aufgeführt, nach Maßgabe des Vorrückens desselben jene Streben ausgewechselt, auf die bereits aufgeführten Gewölbtheile gestellt und die hinter dem Gewölbe bleibenden Höhlungen mit trockenem Mauerwerk ausgefüllt, wobei nicht selten Bohlenstücke und Streben mit eingemauert wurden.

Dieser ungünstigen Umstände ungeachtet entstand nur an einer Stelle ein Einbruch zu Tage von geringer Ausdehnung und die allgemeine Einsenkung der Terrainoberfläche war nur etwa 0·3 Mtr.

Bei dem Betriebe des Tunnels unter dem Schlosse mußten außergewöhnliche Maßregeln getroffen werden; dieselben beschränkten sich 1) auf Modifikationen in den einzelnen Theilen der Rüstung, durch welche die Zusammendrückung derselben in sich auf ein Minimum reducirt wurde; 2) auf eine Zusammenziehung der verschiedenen Arbeitspunkte, welche es möglich machte, in kürzester Zeit die Rüstung ihrer Belastung zu entheben und das Gemäuer des Tunnels an ihre Stelle zu setzen.

Die Modifikationen der Rüstung bestanden im Wesentlichen darin, daß man die Schwellen h, Fig. 417a, und die Schwellen r, Fig. 418, verdoppelte, damit man eine breite Auflagerfläche erhielt; ferner, daß man die leeren Räume hinter den Bohlenwänden mit Béton ausgoß und endlich, daß man die Bohlenstücke der Verschalung durch gußeiserne Platten ersetzte.

Die Kosten des Rosensteintunnels stellten sich folgendermaßen heraus:

		Frcs.
1)	Allgemeine Zubereitung der Baustelle, nämlich: Einfriedigung, Herstellung der Geschirr- und Kalkhütten und eines Brunnens . .	2332·6
2)	Erdarbeiten, die Ausführung der Einschnitte an beiden Tunnelmündungen, und Abfuhr der aus dem Tunnel bis zu dessen Vollendung geförderten Erdmassen im Contract	11984·0
3)	Rüstungen: Holz . . . . . . 11700 Frcs. Gußeisen . . . . 4300 „	47080·0
4)	Steine	88767·2
5)	Kalk, Sand, Traß	26600·2
6)	Anschaffung und Unterhaltung der Werkzeuge und Geräthschaften, Schrauben, Nägel, Seile, Pulver rc.	15172·6
7)	Beleuchtung	5842·2
8)	Arbeitslöhne beim Betrieb der Stollen, Zimmern und Einsetzen der Rüstungen, Wasserfördern, Herstellen des Mauerwerks . .	107372·2
9)	Herstellung der beiden Portale	26001·0
10)	Bauaufsicht	10807·0
		431959

	Frcs.
Summe von voriger Seite	431959
Hiervon kommt in Abzug aus dem Verkauf von Rüstholz . .	9951
Bringt man ferner in Abzug die Kosten der Ausführung der Einschnitte mit	8988
so beläuft sich der Gesammtaufwand auf	413020

dieß ist per laufender Mtr. 1137 Francs.

§. 181.

Zur Betrachtung der englischen Bauart folgt hier die Beschreibung des Betriebes des Blechingley-Tunnels auf der London-Dover-Bahn.

Das mit dem Tunnel zu durchfahrende Gebirge bestand aus einem blauen Thonboden, der fettig anzufühlen war, getrocknet eine bedeutende Härte zeigte, bei hinzutretender Feuchtigkeit aber beträchtlich an Volumen zunahm und sodann auseinander fiel.

Je nach dem verschiedenen Grade der Feuchtigkeit des benannten Gebirges war daher auch der Druck auf die Auszimmerung des Tunnels verschieden; an manchen Stellen hielt sich das Gebirge von selbst, an andern bog es 0·45 Mtr. starke Gerüstbalken ein. An den Enden des Tunnels war der Druck des Gebirges am größten, da dasselbe nur noch eine geringe Mächtigkeit hatte und deshalb bei der Ausgrabung im Ganzen zu rutschen anfing, was sich an der Oberfläche des Terrains deutlich durch Einsenkungen zu erkennen gab.

Die ganze Länge des Tunnels beträgt 1210·1 Mtr.

Die Tunnelarbeiten gingen von 12 Schachten aus, darunter waren 2 Probeschachte von 1·8 Mtr. Durchmesser, die übrigen hatten 2·7 Mtr. Weite im Lichten.

Die Fig. 450, Taf. XXIV., zeigt den Längendurchschnitt des Tunnels mit dem Observatorium zur Absteckung der Schachtmittelpunkte.

Die größte Entfernung zweier Schachte war 101 Mtr. Als dieselben in der Art, wie die Fig. 452 und 453 zeigen, vollendet waren, fing man an, den Richtungsstollen in dem Niveau der Tunnelsohle einzutreiben. Die lichte Höhe des Stollens war 1·5 Mtr., die untere Breite 1 Mtr.; die obere Breite 0·9 Mtr.; die Entfernung der Stollengevierte machte man je nach der Beschaffenheit des Gebirges 0·6 — 0·9 Mtr.

Das ausgegrabene Gebirge wurde mittelst vierrädrigen Wagen oder sogenannten Hunden, welche auf einer einfachen Eisenbahn sich bewegen, fortgeschafft und an den Schachten zu Tage gefördert; ihr Gewicht betrug leer 70 Kil., gefüllt 525 Kil. Zur Schachtförderung waren Pferdegöpel mit 2·7 Mtr. im Durchmesser haltenden Trommeln aufgestellt.

Der eigentliche Tunnelbetrieb war nun folgender: In jedem Schachte nahm man in der Höhe des Scheitels des Tunnels einen Theil der Zimmerung heraus und ging auf 3·6 Mtr. Tiefe mit einem engen Stollen ein, den man den Kopfstollen nannte. Fig. 451. Die Höhe dieses Stollens war so, daß außer dem Tunnelgewölbe noch die Auszimmerung Raum fand und ein Mann bequem darin gehen konnte. Sofort erweiterte man den Kopfstollen nach beiden Seiten

hin, legte aber nach Maßgabe des Vorschreitens der Ausgrabung neue Balken ein und stützte sie mit Pfosten G, Fig. 455, die alle auf die gleiche Tiefe herabgingen. Zwischen die Kopfbalken brachte man die Sprossen S S, Fig. 456, und über sie legte man kurze Schalbretter.

War diese Ausgrabung für den obern Theil fertig, so brachte man die Schwelle A ein und stellte darauf die definitiven Stützen H; ebenso legte man die Schwelle D zur gemeinschaftlichen Unterlage der Pfosten I.

Die an den Schacht anstoßenden Enden der Kopfbalken konnten theilweise auf die Schachtzimmerung aufgelegt werden, theilweise mußten sie besondere Stützen erhalten. Nachdem beide Schwellen A und D gelegt waren, brachte man die Spannbalken M zwischen sie und stemmte gegen die vordere Schwelle D eine Strebe L.

Man ging nun an die Ausgrabung des mittlern Theils der ersten Tunnellänge. Zu diesem Behufe trieb man wieder einen etwa 1 Mtr. weiten Mittelstollen ein und gab der Schwelle A eine Stütze K. Hierauf erweiterte man den Stollen nach beiden Seiten hin, indem man immer wieder die Schwellen A und D provisorisch stützte, bis der ganze mittlere Raum ausgehöhlt war und zwei weitere durchgehende Unterlagsschwellen C und E, Fig. 455 und 456, senkrecht unter die Schwellen A und D eingelegt werden konnten, auf die sodann die definitiven Stützen P zu stehen kamen. Es wurden nun abermals zwei Spannbalken M und einige Streben L' eingesetzt.

War somit die Auszimmerung bis hierher beendigt, so ging man an die Ausgrabung des untern Theils, wobei man in der Regel mit wenig Schwierigkeiten zu kämpfen hatte. Es wurde wieder mit dem Eintreiben eines Mittelstollens begonnen, welchen man alsdann nach beiden Seiten hin erweiterte und dabei die Schwellen C und E durch Pfosten unterstützte, wie Fig. 456 deutlich zeigt.

Bei dieser letzten Ausgrabung kam es hauptsächlich darauf an, die Sohle so genau wie möglich nach der vorgeschriebenen Bogenlinie auszuheben.

Das erste Geschäft nach der Ausgrabung und Auszimmerung der ersten Tunnellängen war das Einsetzen der Grundchablonen U, um den Maurern bei der Wölbung des Sohlgewölbes die nöthigen Anhaltspunkte zu geben.

An den Enden der Grundchablonen saßen die Seitenchablonen E E, welche zur Aufführung der Seitenmauern dienten. Zur richtigen Aufstellung der Chablonen waren die Senkel K und I und die Spannhölzer G und F angebracht. Fig. 456.

Die Chablone am Ende der ersten Ausgrabung wurde zuerst eingesetzt; um ihre richtige Höhe zu erhalten, brachte man die Hängeruthe (Meßkette) nochmals in den Schacht und nivellirte davon mittelst einer Setzlatte und Libelle auf die Chablone. Damit dieselbe auch die richtige Lage in Bezug auf die Tunnelachse erhielte, streckte man die Leine in dem Richtstollen aus und senkelte von dieser herab auf die Mitte der Chablone, welche mit einem schwarzen Striche bezeichnet war.

Die zunächst an der Schachtzimmerung liegende Grundchablone konnte nun leicht mit der schon gelegten in eine parallele und gleich hohe Lage gebracht werden.

Sobald beide Chablonen gut saßen, wurden sie mittelst Klammern an die Auszimmerung befestigt und die Ausgrabung für das Sohlgewölbe darnach vollends hergestellt.

Dieser Arbeit folgte zunächst die Ausführung des Sohlgewölbes, welches aus einigen koncentrischen Backsteinreihen zusammengesetzt wurde. Nachdem auch dieses beendet war, setzte man die Seitenchablonen und mauerte die Widerlager in horizontalen auf die Krümmung normalen Schichten auf.

Auf ein regelmäßiges Mauerwerk mußte hauptsächlich deshalb gesehen werden, damit die Verzahnungen der einzelnen Mauerwerke gut ineinander eingriffen. Es wurden deshalb auf den Seiten-Chablonen die Fugen mit schwarzen Strichen bezeichnet.

Bei dem Vorrücken der Widerlager nahm man die Kopfbalken der Auszimmerung sowie die Schutzbrettchen nach und nach weg und füllte die hinter dem Mauerwerk entstandenen leeren Räume theilweise mit Mauer, theilweise mit festgestampfter Erde aus.

Es blieb nun noch das Gewölbe aufzuführen; zu diesem Behufe stellte man, wie die Fig. 454 und 455 zeigen, drei Lehrgerüste ein und wölbte mit 5 koncentrischen Backsteinlagen in gewöhnlicher Weise bis zum Schlusse. Auch bei dieser Arbeit war es Regel, die Kopfbalken und Schutzbrettchen bis auf eine bestimmte Höhe herauszunehmen; allein dieß ging nicht immer, indem oft der Erddruck zu stark war, und man war genöthigt, sie einzubauen. Weiter gegen den Scheitel des Gewölbes hin mauerte man kleine Aufsätze C C, Fig. 454, welche die Schutzbrettchen unterstützten, damit die Kronbalken hervorgezogen uud zur Auszimmerung der folgenden Länge verwendet werden konnten.

Nach Vollendung dieser ersten an die Schachte gränzenden Tunnellängen machte man die Ausgrabung für die Schachtlängen. Dabei fing man wieder mit der Aushebung im Scheitel an und arbeitete von diesem aus nach beiden Seiten und gegen die Sohle zu. Die Schachtzimmerung, welche nach der Ausgrabung ganz isolirt stand, nahm man hinweg und stützte sie mittelst einigen senkrechten Pfosten a auf die Auszimmerung der Schachtlänge, welche äußerst einfach herzustellen war, da man die Kopfbalken mit beiden Enden auf das bereits fertige Tunnelmauerwerk auflegen konnte.

Bei der Wegnahme der Schwellen D und E wurden die Schwellen A und C durch starke gegen das Sohlenmauerwerk gestemmte Streben gehalten.

Man schritt nun an die Aufführung des Mauerwerks für diese Schachtlängen, füllte aber vor Allem die Sumpflöcher mit Béton aus. Die Einwölbung geschah mit 4 besondern Lehrgerüsten, da man es für zweckmäßig hielt, die Lehrgerüste in den anstoßenden Tunnellängen stehen zu lassen, bis das Gewölbe geschlossen war.

Die Verbindung des Gewölbes mit dem Schachtmauerwerk wurde mit gehauenen Steinen oder mit einem gußeisernen Ringe bewerkstelligt. Fig. 412.

Die Kopfbalken der Schachtlängen-Auszimmerung wurden natürlich mit eingemauert.

Bevor man nun an die Ausgrabung einer weiteren Seitenlänge von 3·6 Mtr. Tiefe schritt, legte man 2 kleine Eisenbahnen auf den Boden des fertigen Tunneltheiles; auf der einen wurde mit dem Hunde das ausgegrabene Gebirge weggeschafft und auf der andern brachte man die nöthigen Materialien bei. Die

Art der Ausgrabung war ganz dieselbe wie bei den ersten Seitenlängen, nur mit dem Unterschiede, daß die Kopfbalken der Auszimmerung nicht mehr an beiden Enden Stützen erhielten, sondern nur an denen, welche gegen die hintere Wand der Ausgrabung stießen, indem die vorderen Enden sich gegen das fertige Mauerwerk anlegten. Wo es möglich war, zog man die Kopfbalken der bereits gewölbten Länge mit starken Hebeisen oder Zugwinden hervor und benützte sie für die Zimmerung; die dabei entstandenen Höhlungen über dem Mauerwerke wurden mit Erde ausgestampft.

Die Unterlagsschwellen A und C wurden mit starken Streben gegen das Gebirge gestemmt.

Nach vollendeter Aufführung der Widerlager und des Sohlgewölbes stellte man 3 Lehrgerüste auf, zwei von denen der Schachtlängen und das erste der Seitenlängen, und wölbte in gewöhnlicher Weise bis zum Schlusse des Tunnelmauerwerks.

In der beschriebenen Weise führte man die Tunnel in einzelnen Längen von 2·7, 3 oft 3·6 Mtr. Tiefe, je nach der Beschaffenheit des Bodens, aus. Da von jedem Schacht gleichzeitig nach beiden Richtungen hin gearbeitet wurde, so stießen die Arbeiter in der Mitte zwischen 2 Schachten zusammen. Man suchte es dabei immer so einzurichten, daß zwischen den Enden der fertigen Tunneltheile noch ein Raum von 2·7 bis 3 Mtr. Länge blieb, damit gerade durch das Einsetzen einer Länge, welche man die Verbindungslänge nannte, das Ganze geschlossen wurde.

Alle Schachte blieben bei diesem Tunnel offen, um eine Ventilation zu bewirken; man führte die Ausmauerungen in Form von niedern Thürmen über die Oberfläche des Terrains, und bedeckte sie mit fest aus Eisenstäben zusammengesetzten Kugelhauben.

Die Kosten des ganzen Tunnels beliefen sich auf 95236 Pfund Sterling; dieß gibt per laufenden Meter 2023 Francs.

Die Fig. 409 und 409a, Taf. XXII., zeigen ein bewegliches Gerüst, welches man bei allen Tunnels, die eine Ausmauerung erhalten, zum Verstreichen der Fugen mit Cement anwenden kann. Dasselbe hat 3 Boden, worauf die Arbeiter stehen können, 2 feste und einen versetzbaren, welcher in beliebiger Höhe durch hölzerne Dübel befestigt wird.

§. 182.

Themse-Tunnel.

Zwischen den beiden Stadttheilen Londons, Rotherhite und Wapping, welche durch die Themse von einander getrennt sind, war der Bau einer stehenden Brücke wegen der Schifffahrt nicht zulässig und man entschloß sich daher zu dem Baue eines Tunnels.

Schon im Jahre 1807 wurde ein Versuch mit einem engen Stollen gemacht, derselbe erhielt indeß nur etwa 260 Mtr. Länge und mußte wegen zu großem Wasserzudrange wieder verlassen werden. Erst als Ingenieur J. Brunel im Jahre 1825 mit seinem Entwurfe, der denn auch alles Mögliche versprach, auf-

trat, gelang es, die für den Bau erforderliche Geldsumme aufzubringen, worauf zur Ausführung dieses zwar genialen aber gänzlich unpraktischen Riesenunternehmens geschritten wurde.

Nach den angestellten Bohrversuchen hatte man den Tunnel größtentheils in Kies- und Thonboden zu öffnen, der von einer dünnen Schlammschicht überdeckt und auf eine Kalksteinschicht gelagert ist; die Sohle des Tunnels reichte noch in die unmittelbar unter der Kalksteinschicht ruhende Schotterlage.

Zwei durch Arkaden getrennte 396 Mtr. lange, 4·5 Mtr. hohe und 3·6 Mtr. breite Gallerien bilden den Tunnel, welcher sowohl für Fußgänger als auch für Wagen dienen soll. Um von den angränzenden Straßen in den etwa 20 Mtr. tiefen Tunnel zu gelangen, sollten auf jeder Seite des Flusses 2 Schachte, einer mit 15 Mtr., der andere mit 48 Mtr. Durchmesser angelegt und in ersterem eine schraubenförmige Wendeltreppe, in letzterem eine schneckenförmige Straße von 4 Procent Steigung hergestellt werden; die großen zum Einfahren bestimmten Schachte kamen aber, der allzu großen Kosten wegen, nicht zur Ausführung.

Man machte mit dem Versenken des Treppenthurms im Jahr 1825 den Anfang und am 1. Januar des folgenden Jahres wurde der Bau des Stollens oder des eigentlichen Tunnels begonnen, der achtzehn Jahre später beendigt wurde. Seine Ausführung war mit ungeahnten Schwierigkeiten verbunden, aber die Methode, obwohl sie keine wesentlichen Aenderungen erfuhr, vervollkommnete sich doch erst während ihrer Anwendung. Der Bau war bereits über die Hälfte beendigt, als Brunel das unbedingte Zutrauen dazu aussprach und sich rühmte, der Apparat sei jetzt so beschaffen, daß er unter allen Umständen zum Ziele führen müsse, wenn es nicht an Geld fehle*). Dieser Punkt hatte allerdings schon große Bedeutung gewonnen.

Das von der Gesellschaft aufgebrachte Kapital war längst verausgabt und weitere Zuschüsse wurden endlich verweigert, da die Hoffnung des Gelingens beinahe ganz verschwunden war. So ruhte der Bau nahe 8 Jahre hindurch, nämlich von 1828 bis 1836, bis endlich das Nationalgefühl angeregt und von dem Parlamente das noch fehlende Geld bewilligt wurde.

Es ist wohl außer Zweifel, daß die Schwierigkeiten, die man antraf, großentheils davon herrührten, daß man sich der Sohle des Flußbettes zu sehr genähert hatte. Spätere Veränderungen des Bettes und selbst das Ankern der Schiffe sollen hieran Schuld gewesen sein. Jenen Veränderungen hätte man indessen wohl vorbeugen können durch Befestigung des Flußbettes. Wenn aber das Durchziehen einiger Schiffsanker schon in solchem Maße, wie wirklich geschehen, das Unternehmen gefährden konnte, so war es an sich sehr unsicher, und man hätte entweder eine andere Stelle wählen oder tiefer herabgehen müssen. Nach den 39 Sondirungen, die angestellt waren, sollte der Bau überall mindestens noch 20 Fuß unter der Sohle des Flußbettes bleiben. Dagegen hatte man später aus der Taucherglocke das Mauerwerk ganz frei liegen sehen. Der Boden bestand, wie bereits erwähnt, mit Ausnahme einer schwachen Kalkschicht, die

*) Hagen, Wasserbau; dritter Band, S. 665.

Fig. 457 in der Höhe der untern Hälfte des Gemäuers angegeben ist, aus Kies und Thonlagen, die besonders oben in weichen Schlamm übergingen. Der in dieser Figur dargestellte Wasserstand ist der des niedrigen Wassers, das Hochwasser erhebt sich noch 5·8 Mtr. darüber.

Die so eben bezeichnete Figur stellt den Querschnitt des fertigen Baues dar. In einem Gemäuer von 6·3 Mtr. Höhe und 10·9 Mtr. Breite befinden sich die beiden überwölbten und mit Fußwegen eingeschlossenen Fahrbahnen. Die Mittelmauer zwischen beiden ist mit großen überwölbten Oeffnungen versehen. Diese Oeffnungen sind indessen erst später dargestellt und mit Bogen überspannt, indem es zu schwierig gewesen wäre, sogleich ein so ungleichmäßiges Mauerwerk auszuführen. Einen Längenverband konnte man indessen weder den senkrechten und horizontalen Mauern, noch den Gewölben geben, vielmehr mußte eine verticale Mauerschicht stumpf gegen die andern gestellt werden. Bei dem schnell erhärtenden und festbindenden Roman-Cement, der durchweg angewendet wurde, hat diese Verbindungsart, so viel bekannt, keine nachtheiligen Folgen gezeigt.

Zur Ausführung des Souterrains diente ein eigenthümlicher Apparat, der Schild genannt, welcher nicht nur die Stirnfläche des Stollens sicher abschloß und den Druck der davorstehenden Erde und des Wassers aufhob, sondern auch so eingerichtet war, daß man an jeder beliebigen Stelle kleine Oeffnungen frei machen und die Erde davor beseitigen konnte. Der Schild bestand aus zwölf einzelnen Abtheilungen oder Rahmen, die beliebig entlastet und vom Erddruck beinahe vollständig befreit werden konnten, indem derselbe auf die nächsten Rahmen sich übertragen ließ. Dadurch wurde es möglich, die einzelnen Rahmen und sonach den ganzen Schild vorzuschieben.

Der Schild war etwas breiter und höher als das Mauerwerk des Tunnels und umschloß dasselbe oben und zu beiden Seiten mit beweglichen eisernen Platten. Gewöhnlich befand er sich etwa 2·7 Mtr. vor der jedesmaligen Stirnfläche der Mauer, und in gleichem Maße, wie er vorrückte, folgte ihm das Mauerwerk.

Fig. 458 zeigt den Schild, und zwar in derjenigen Anordnung, die man ihm nach manchen Aenderungen gegeben hat *). Er besteht aus zwölf getrennten Theilen oder Rahmen, die wie Bücher in einem Bücherschrank stumpf nebeneinander stehen und einzeln vorgeschoben werden können. Jeder dieser Rahmen hat drei Abtheilungen oder Zellen übereinander von hinreichender Breite und Höhe, daß ein Arbeiter ziemlich bequem darin Platz findet. Auf diese Weise enthält der ganze Schild 36 Zellen und ebenso viele Arbeiter sind darin in ähnlicher Weise beschäftigt, wie beim Vortreiben eines Stollen. In Fig. 457 sind diese Zellen sichtbar.

Jeder der erwähnten Rahmen, aus gußeisernen durchbrochenen Platten zusammengesetzt, steht auf zwei eisernen Schenkeln A, die mittelst starker Schrauben, deren Köpfe man bei D sieht, verlängert oder verkürzt werden können und sowohl oben als unten mit Kugelgelenken versehen sind. Wenn die Schuhe B, auf denen

*) Dieser Schild, sowie der ganze Bau ist am ausführlichsten von Henry Law in Weale's Quaterly papers on Engeneering. Part. IV., IX. u. X. beschrieben.

die Schenkel eines Rahmens ruhen, vorgeschoben werden sollen, so wird der Rahmen mittelst der Arme C an die beiden nächsten Rahmen gehängt. Diese Arme sind oben und unten mit kreisförmigen Oeffnungen versehen, in welche Zapfen von den beiden angränzenden Rahmen eingreifen. Ein Rahmen hat jedesmal unter der mittlern Zelle zwei solcher Achsen, und der nächste trägt dieselben über der mittleren Zelle. Die beiden äußern Rahmen konnten nur durch einen Arm unterstützt werden. Diese Arme lassen sich durch eingetriebene Keile beliebig verlängern und verkürzen. Man kann also durch Verstellen der Keile und der an den Schenkeln angebrachten Schrauben das Gewicht eines Rahmens von den darunter liegenden Schuhen auf die zur Seite stehenden Rahmen übertragen.

Um indessen zu verhindern, daß zwischen den Rahmen die Reibung gar zu stark werde, oder wohl gar ein Klemmen eintrete, mußte ihr gegenseitiger Abstand genau normirt werden. Dieses ist dadurch erreicht, daß man in der Höhe der Mittelböden, welche die Zellen trennen, vortretende Kreisstücke angebracht hat, die in dem einen Rahmen sich um eine verticale Achse drehen, und in dem andern sich gegen eine eiserne Bahn lehnen, die also, ohne die gegenseitige Bewegung zu hemmen, die Annäherung über eine gewisse Gränze hinaus verhindern. Wegen des starken Druckes von beiden Seiten ist aber eine zu große Entfernung der Abtheilungen von einander weniger zu besorgen, daher kam es vorzugsweise darauf an, die zu große Annäherung zu verhindern.

Das Vorschieben jeden Rahmens geschieht dadurch, daß man sowohl oben als unten je zwei starke Schrauben horizontal gegen die bereits ausgeführte Mauer stellt und durch Drehen der Spindeln den nöthigen Druck erzeugt. Die beiden Schenkel befinden sich dabei in der Stellung, welche die Figur angibt, indem die Schuhe schon vorher etwas vorgeschoben waren. Die Deckplatten über dem Rahmen ruhen in diesem Falle auch nur auf den Stützen E, indem die starken Schrauben, die sie sonst tragen, gelöst sind. Auf diese Weise kann jeder der mittleren Rahmen ziemlich frei gestellt werden, er findet aber auch in der Richtung, wohin er geschoben werden soll, einen ganz freien Raum, indem die Bohlenstücke, welche die Erde am Kopfe des Stollen absteifen, nicht gegen diesen Rahmen, sondern die beiden nächsten gestützt werden. Anders verhält es sich mit den beiden äußern Rahmen, gegen welche sich die gußeisernen Bohlen lehnen, die den Kopf des Stollens zur Seite einfassen. Eine starke Reibung ist hier unvermeidlich, und um so kräftiger müssen die Schrauben wirken. Diese Bohlen sind indessen so eingerichtet, daß jene Stützen, welche die Erdwand an der Stirnfläche des Stollens zurückhalten, auch gegen sie angesetzt werden können, und sonach auch die äußern Rahmen beim Vorschreiten leere Räume vor sich finden.

Ueber jedem der mittleren Rahmen befinden sich zwei gußeiserne Deckplatten F, mit Verstärkungsrippen versehen, vorn zugeschärft und am hintern Ende mit Platten von gewalztem Eisen verbunden, die noch über das bereits ausgeführte Mauerwerk reichen, und daher bis zu diesem stets einen ziemlich dichten Schluß darstellen. Auf jedem der beiden äußern Rahmen liegen dagegen drei dergleichen Platten, von denen die äußern, wie Eckeisen, theils horizontale, theils verticale Flächen haben, also schon den Anfang der Seiteneinfassungen bilden. Die Deck-

platten ruhen gewöhnlich außer den bereits erwähnten Stützen F noch auf starken Schrauben. Sie werden aber, ehe man den zugehörigen Rahmen vorschiebt, selbst vorgeschoben, wozu besondere Schrauben dienen, die man gleichfalls gegen die Stirn der Mauer ansetzt, die aber in der Figur nicht angegeben sind.

Die Seiteneinfassungen am Kopfe des Stollens werden durch eiserne Platten von 0·3 Mtr. Höhe gebildet, die sehr genau mit den Deckplatten übereinstimmen, und auch eben so wie diese vorgeschoben werden. Eine Verschiedenheit findet nur insofern statt, als sie nicht so sicher aufliegen und daher durch besondere Vorrichtungen in ihrer Stellung gehalten werden müssen. Sie greifen daher nicht nur durch eine Art von Federn und Nuthen ineinander, sondern jede von ihnen ist noch mit einem starken Bolzen versehen, der in einer am äußern Rahmen angebrachten Oese sich frei hin- und herschieben läßt, und dabei die Platte auf der am Rahmen befindlichen Bahn erhält.

Ein sehr wichtiger Theil des Apparats bezieht sich auf die Absteifung der Erde in der Stirn des Stollens. Hierzu dienten ungefähr 500 Bohlenstücke G, von denen jedes 1 Mtr. lang ist. Ihre Höhe beträgt 0·18 Mtr. und ihre Stärke 0·15 Mtr. An den Enden sind Eisenplättchen mit halbkugelförmigen Vertiefungen aufgeschroben, in welche die Köpfe der Stützen H greifen. Diese Stützen, aus Schraubenspindeln und röhrenförmigen Muttern bestehend, lassen sich aus freier Hand leicht verlängern und verkürzen, so daß man jene Bohlenstücke beliebig lösen oder gegen die Rahmen absteifen kann. Dieses Absteifen geschieht, wie bereits erwähnt, nicht nur gegen den zugehörigen Rahmen, sondern, sobald dieser vorgeschoben werden sollte, gegen die beiden benachbarten Rahmen.

Es wiederholten sich indessen vielfache Unfälle mit den Bohlenstücken, und namentlich kanteten dieselben mehrfach, oder sie fielen auch herab, und nur mit großem Zeitaufwande konnte man sie alsdann in ihre passende Lage bringen oder durch andere ersetzen. Von Bedeutung war daher die Aenderung, daß man sie mit Hacken versah, womit sie aneinander befestigt wurden.

Die Aushebung der Erde geschah in der Art, daß man in jeder Zelle zuerst die obere Bohle löste, alsdann wurde die Bohle wieder eingesetzt und mittelst der Stützen H gegen die dahinter stehende Erdwand festgeschroben. Dasselbe geschah mit der zweiten und allen folgenden Bohlen der Zelle. Die Erde, welche in den beiden obern Zellenreihen gelöst war, fiel dabei auf die Mittelböden, die mittelst starker Bleche zwischen den Bohlen vorragten, und sonach ein Herabstürzen der Erde bis zur Sohle des Schachtes verhinderten. In die untere Zelle fiel keine Erde, vielmehr mußte sie unter derselben vorgezogen werden. Die Bohlenstücke zunächst über der Sohle des Stollens stellte man aber nicht mehr senkrecht, sondern flach geneigt ein, so daß die Wand hier allmählig in die horizontale Richtung überging. Diese Bohlen blieben hier auch liegen und bildeten theils eine Unterlage für die gußeisernen Schuhe B, theils auch einen Rost für das Mauerwerk. Während die schweren Rahmen mit der ganzen Belastung des darüber befindlichen Erdreichs darauf gestellt wurden, drückten sie sich so fest ein und nahmen eine so sichere Lage an, daß sie einer weitern Befestigung nicht bedurften, wenn auch die Schuhe nicht mehr darauf standen.

Sobald die Rahmen sich von der Mauer etwas entfernt hatten, wurde sogleich eine Mauerschicht von der Stärke eines Steines an diese zwar stumpf, aber in gutem Cement angesetzt. Das Profil der Mauer zeigt Fig. 457. In Fig. 488 sieht man noch den Durchschnitt eines Lehrbogens, der bei seiner geringen Länge sehr leicht vorgeschoben und mittelst Hebel und Schrauben genau auf die erforderliche Höhe gestellt werden konnte.

Die vorstehende Beschreibung des Apparates und seiner Benutzung soll nur im Allgemeinen das gewählte Verfahren bezeichnen. Es ergibt sich daraus aber schon, daß die Einzelheiten mit gleicher Sorgfalt und Ueberlegung angeordnet und ausgeführt werden mußten, um die nöthige Festigkeit und Beweglichkeit zu besitzen, und um nirgend die Arbeiten zu verhindern oder zu sehr zu erschweren.

Die spezielle Bezeichnung derselben, obwohl sie gewiß ein großes Interesse bietet, würde die Gränzen dieses Leitfadens weit überschreiten, dagegen erscheint es nothwendig, über den Fortgang der Arbeiten noch einiges mitzutheilen.

Am 1. Januar 1826 stellte man den Schild in dem beschriebenen Schachte oder großen Brunnen auf, und obwohl die Durchbrechung der Mauer in mancher Beziehung ein anderes Verfahren nothwendig machte, als dasjenige, für welches der Schild eingerichtet war, so näherte man sich dennoch schon gleich Anfangs demselben so viel irgend möglich war, um beim weitern Vorrücken sogleich von den Schutzmaßregeln vollständig Gebrauch machen zu können. Der Bau schritt Anfangs, ohne übermäßige Schwierigkeiten zu bieten, ganz nach Wunsch vor. Am Schlusse des Jahres war die Ausmauerung des Tunnels auf 105 Mtr. vollendet, und zwei Einbrüche im Schilde zur Zeit hoher Fluthen hatten nur kurze Unterbrechungen veranlaßt, doch aber die Ueberzeugung verschafft, daß der Schild zu schwach sei und für den ganzen Bau kaum ausdauern würde. Die große Schwierigkeit, ihn in den einzelnen Theilen zu erneuern, schien indessen den Versuch zu rechtfertigen, ihn noch ferner beizuhalten, da namentlich bei der größern Uebung der Arbeiter der Bau nunmehr viel schneller fortschritt, als im Anfange, und hierdurch die Dauer der Benutzung des Schildes sich sehr abzukürzen versprach.

Am 2. Januar 1827 erfolgte ein ziemlich bedeutender Einbruch. Er war dadurch veranlaßt, daß man in ganz durchweichtem Boden arbeitete, der die Bohlenstücke gar nicht mehr gehörig von Außen unterstützte. Zugleich drangen übermäßige Wassermassen ein, welche die Dampfmaschine nicht mehr gewältigte, und der Schild bewegte sich oft nicht in der gehörigen Richtung, so daß man die Seitenmauern ansehnlich schwächer halten mußte, als sie eigentlich sein sollten. Nichts destoweniger wurde die Arbeit bald wieder begonnen und rasch fortgesetzt. Man schritt in jeder Woche durchschnittlich 3·6 Mtr. vor und an einzelnen Tagen gelang es sogar, den Stollen 1 Mtr. weiter zu führen.

Die Arbeit wurde indessen immer bedenklicher. In einer Taucherglocke hatte man Ende April das Flußbette untersucht und dabei einen Hammer und eine Hacke verloren. Beide fand man in den ersten Tagen des Mai vor dem Schilde wieder. Es ergab sich also, daß ein ganz weicher Boden den Stollen überdeckte.

In dieser Zeit sollen noch einige Schiffe vor dem Tunnel Anker geworfen und dadurch die Gefahr vergrößert haben.

Am 18. Mai drang plötzlich das Wasser in reinen Strahlen durch alle Fugen und nahm bald so überhand, daß die Maschine es nicht mehr beseitigen konnte. Die Arbeiter entflohen und der ganze Tunnel, der damals 165 Mtr. lang war, füllte sich mit Wasser an.

Die angestellten Tiefenmessungen ergaben, daß vor dem Schilde ein 11 Mtr. tiefes, trichterförmiges Loch sich gebildet hatte. Auf der Ostseite lag die Mauer frei im Flußbette, so daß man in der Taucherglocke ihre äußere Fläche sehen konnte. Es blieb unter diesen Umständen nichts anderes übrig, als die Vertiefung wieder zu füllen. Man versenkte 2500 Tonnen Kleierde, die man in Säcke gefüllt hatte; damit aber nicht etwa die ganzen Säcke durch die Oeffnungen in den Schild hineingetrieben werden möchten, stieß man durch jeden mehrere Haselstöcke hindurch, deren Enden auf beiden Seiten etwa 0·3 Mtr. weit vorragten. Außerdem wurden auch bedeutende Quantitäten Kies dazwischen geschüttet. Die Dampfmaschine konnte nunmehr wieder das Wasser gewältigen, und am 21. Juni war eine Besichtigung des Tunnels möglich. Der Schild hatte nicht gelitten, aber sich stark verstellt, und war so viel Erde hineingetrieben, daß die Herausschaffung derselben die Wiederaufnahme der Arbeit sehr verzögerte.

Endlich in der Mitte des August konnten die Zellen wieder besetzt und der Stollenbau auf's Neue begonnen werden. Dabei traten aber andere Schwierigkeiten und Gefahren ein. Die eingeschüttete Erdmasse kam, wenn man sie fortgrub, oft plötzlich in starke Bewegung, und die einzelnen Theile der Rahmen zerbrachen, so daß man sie fortwährend erneuen und verstärken mußte. Die Arbeit schritt dabei sehr langsam vor. Manche weniger bedeutende Einbrüche des Wassers unterbrachen sie auch wiederholentlich. In den ersten Tagen des Jahrs 1828 war man nur um 15 Mtr. weiter gekommen, als am 12. Januar der bedeutendste Einbruch stattfand. Es hatte sich der Fall schon oft wiederholt, daß beim Ausheben eines Bohlenstückes die Erdmasse anfangs ziemlich fest zu stehen schien, aber nach und nach in Bewegung kam und alsdann in großen Klumpen hineinbrach. Man pflegte sie dann durch eingestopftes Stroh zum Stehen zu bringen. Ein solcher Fall ereignete sich auch an diesem Tage, während Brunel gerade zugegen war. Das Verstopfen und Wiedereinstellen der Bohle glückte aber dieses mal nicht, und die Erde wurde nach und nach dünnflüssiger, woher Brunel einen sehr gefährlichen Einbruch voraussah, und den Arbeitern zurief, daß sie sich entfernen sollten. Er selbst begab sich in die nächste Zelle, um den weitern Verlauf noch zu beobachten. Drei Arbeiter blieben bei ihm. Plötzlich drang statt der Erde Wasser hindurch, und die Masse desselben war augenscheinlich viel größer, als daß die Dampfmaschine die Anfüllung des Tunnels hätte verhindern können. Da begab sich Brunel mit den drei Arbeitern auf den Weg, doch kaum waren sie eine kurze Strecke gegangen, als mit heftigem Getöse die Einströmungsöffnung sich sehr erweiterte. Die Luft kam dabei so in Bewegung, daß die Lichter erloschen, und unglücklicherweise stürzten gleichzeitig die Lehrbogen und Rüstungen zusammen und fielen auf die vier Leute. Brunel raffte sich auf und erreichte den

andern Fahrweg, der von Geräthschaften freigehalten war. Er stand hier eine kurze Zeit still, und rief seine Gefährten, aber das Wasser stieg sehr schnell, er mußte eilen und konnte zuletzt nur durch Schwimmen die Treppe erreichen. Seine Begleiter ertranken.

Manche Untersuchungen wurden noch vorgenommen, indem man theils mit der Taucherglocke und theils auch, nachdem das Loch wieder verschüttet war, das Wasser gewältigte. Das Mauerwerk wurde unbeschädigt gefunden, aber der Schild war zerbrochen und ganz verschoben. Jedenfalls waren sehr bedeutende Kosten zum Wiederbeginne der Arbeiten erforderlich und wenn auch Brunel die Versicherung gab, daß mittelst der Taucherglocke und Vorbohrungen ähnliche Unfälle für die Zukunft vermieden werden könnten, sobald der Schild durch gehörige Verstärkung und Erneuung einzelner Theile wieder in Stand gesetzt sein würde, so war doch das Zutrauen zum ganzen Unternehmen zu sehr erschüttert, auch das Capital der Gesellschaft vollständig erschöpft. Die Arbeit mußte daher ganz unterbrochen werden.

Im Jahre 1835 bewilligte endlich das Parlament die nöthigen Mittel zur Fortsetzung des Werkes. Im März 1836 wurde der Bau wieder aufgenommen und im September 1841 war man bereits so weit unter das nördliche Ufer gekommen, daß ein enger Schacht die Verbindung mit demselben darstellte. Im nächsten Jahre wurde der Tunnel vollendet. Nachdem auf dem nördlichen Ufer in gleicher Weise, wie auf dem südlichen, noch ein Treppenthurm herabgeführt war, fand endlich am 25. März 1843 die feierliche Eröffnung statt und seitdem dient der Tunnel zum Durchgange für Fußgänger, wird aber wenig benützt.

§. 183.

Eine ganz eigenthümliche Bauart, die jedoch in manchen Fällen mit Vortheil angewendet zu werden pflegt und die am wenigsten Schwierigkeiten mit sich führt, ist diejenige, wobei der Tunnel nicht unter Tag aufgeführt wird, sondern im offenen Einschnitte, welchen man nach dem Schlusse des Tunnelgewölbes wieder zuwirft.

So wurde der unterirdische Kanal St. Maur in der Nähe von Paris ausgeführt, der eine sehr ausgedehnte Serpentine der Marne abschneidet. Die Höhe des Terrains war großentheils so unbedeutend, daß man unter andern Umständen nur einen offenen Einschnitt dargestellt haben würde, doch verbot sich dieses theils wegen des nahe an der Kanallinie stehenden Dorfes, und theils wegen der sehr frequenten Straße. Außerdem würde auch der Ankauf des Terrains zu kostbar gewesen sein. Man entschloß sich daher, den Kanal unterirdisch zu führen, öffnete einen Einschnitt, in welchem man das Tunnnelmauerwerk herstellte, und überfüllte es sodann wieder mit Erde. Der Einschnitt mußte aber mit sehr steilen Dossirungen versehen werden, weil einzelne Häuser dem Kanale sehr nahe standen. Dieses gelang auch, indem man starke Absteifungen zwischen den beiderseitigen Wänden anbrachte. Ueberdieß war es nicht nöthig, den Einschnitt an jeder Stelle lange offen zu halten, indem man mit der Ausführung des Gewölbes und der Ueberschüttung desselben möglichst schnell fortschritt. Ein großer Theil der ausge-

grabenen Erde konnte immer gleich zur Ueberfüllung des ausgeführten Gewölbes verwendet werden. Das Gewölbe wurde auf 0·3 Mtr. Höhe mit Béton überdeckt und mit vieler Sorgfalt ausgeführt, damit es genügende Wasserdichtigkeit erhielt.

Bei dem Tunnel des Kanals von Charleroy nach Brüssel führte man ebenfalls einen Theil des Gewölbes unter freiem Himmel aus, doch waren es andere Ursachen, welche zu dieser Bauart nöthigten. Der Tunnel wurde nämlich auf eine Länge von 1288 Mtr. in Sand geöffnet, hat 5·6 Mtr. Breite und liegt 36 Mtr. unter dem Gipfel des Berges. Man griff den Bau von beiden Enden zugleich an und es schien anfänglich ganz gut zu gehen, bis man auf eine fließende Sandader traf, welche alsdann die Arbeiten sehr erschwerte.

Die untere Schicht war sehr fester grauer Sand, auf dieser lag eine Lage etwas weniger fester gelber Sand und zwischen beiden Lagen war feiner Sand mit Wasser. Diese fließende Sandlage machte Krümmungen, welche bald die Gewölblinie berührten, bald über oder unter ihr weggingen.

Sobald nur noch 0·5 Mtr. gute Erde über der äußersten Gewölblinie war, ging die Arbeit gut von Statten, allein sobald man die fließende Sandlage aufschloß, trat mehr Material in den Stollen, als man auszugraben im Stande war, und es war nicht möglich, vorwärts zu schreiten. Man probirte Anfangs, die Ausgrabungen mit Hülfe eines gußeisernen Schildes fortzusetzen, allein auch dieses gelang nicht. Sofort entschloß man sich, die Arbeit über Tag auszuführen, machte jedesmal auf 10 Mtr. Länge eine Ausgrabung mit Böschungen von $\frac{1}{2}$facher Anlage, die bis an die Anfänger des Tunnelgewölbes herabreichte, stellte mehrere Lehrbogen auf den festen Sand und machte sogleich das Gewölbe. War so das Gewölbmauerwerk hergestellt und der Mörtel vollständig erhärtet, so überschüttete man es wieder mit Erde. Behufs der Ausmauerung der Widerlager ging man unter dem Gewölbe mit Stollen ein, welche die halbe Höhe der ersteren hatten; war hierin das Mauerwerk auf eine gewisse Länge ausgeführt, so ging man mit zwei neuen Stollen ein und mauerte hierin den Rest der Widerlager. Nach Entfernung des mittlern Erdkerns schloß man das Mauerwerk durch die Ausführung des Sohlgewölbes. Da wo das Gebirge mit großer Mächtigkeit über dem Tunnel lag, ging man von dem obigen Betriebe ab und setzte die Arbeit in anderer Weise fort, indem man nämlich die ganze Ausgrabung auf etwa 3 Mtr. Länge für das Gewölbe machte, das letztere aufführte, und später in Stollen die Widerlager aufmauerte. Diese Aufmauerung der Widerlager rückte immer nur von Meter zu Meter vor.

§. 184.

Tunneleingänge.

Die Enden der Tunnels sind in der Regel durch eine vertical mehr oder minder hohe Stirnmauer begränzt, über welcher das natürliche Erdreich mit der gleichen Böschung, wie in den anstoßenden Einschnitten, zur Oberfläche des Terrains ansteigt. Diesen Mauern gibt man architektonische Verzierungen und Inschriften; sie erheben sich meist nur wenig über das Gewölbe und erhalten öfters gerade

oder gebogene Flügelmauern, einmal um sie zu verstärken und sodann auch um einen guten Anschluß an den Einschnitt zu erhalten.

Die Böschung, welche sich über dem Tunneleingang in der Richtung des Tunnels nach dem Gebirge erhebt, und von den Fortsetzungen der Seitenböschungen des offenen Einschnittes begränzt wird, erhält gewöhnlich Bankette, die aber nicht horizontal sind, sondern sanft ansteigen, und sonach Wege bilden, auf welchen man zwischen den mit Bäumen und Sträuchern gepflanzten geneigten Flächen zur Höhe gelangen kann.

Im Allgemeinen sollten die Tunneleingänge ein ziemlich massiges Ansehen haben, weshalb es zweckentsprechend ist, einzelne Theile des Mauerwerks aus rauh gelassenen Quadern auszuführen.

Einfach und schön sind die Tunneleingänge der pfälzischen Ludwigsbahn; 4 davon sind auf Taf. XXII., Fig. 433, 434, 435, 436 dargestellt.

Reich und schön ausgeführt sind unter andern auch die Tunneleingänge auf der badischen Bahn; die Fig. 437 zeigt den Tunneleingang am Isteiner Kloße in der Ansicht und in dem Schnitte.

§. 185.

Beobachtungen über die Erschütterungen, welche ein durch einen Tunnel passirender Eisenbahnzug bewirkt.

J. R. Hind beobachtete die Erschütterungen, welche Eisenbahnzüge in dem Tunnel von Kensal Green verursachten. Er bediente sich zu seinen Beobachtungen eines mit Quecksilber gefüllten Beckens, welches er so fest als möglich auf den Boden setzte. Ueber dem Becken befestigte er eine Linse, an welcher mehrere quer übergespannte Fäden in der Art angebracht waren, daß ihr Bild im Quecksilberspiegel erschien, und durch die Schwingungen, in welche letzterer versetzt wurde, das Maß der Erschütterung gab. Mittelst eines Stückes Spiegelglas wurde der Quecksilberspiegel gegen die Berührung des Luftzugs geschützt und auf diese Weise ein zuverlässiger Apparat hergestellt.

Die Beobachtungen wurden mit unbewaffnetem Auge angestellt, weil ein vorläufiger Versuch mit einem Glase gezeigt hatte, daß der Gebrauch desselben keinerlei Vortheil gewähre, im Gegentheil das bloße Auge auch die kleinste Bewegung des Spiegels weit schärfer beobachte. Die Stelle, welche für die Beobachtungen ausersehen wurde, war ein nördlich vom Tunnel gelegenes Feld. Die Entfernung des Apparats vom Tunnel wurde jedesmal mit einer Meßkette bestimmt.

Erste Beobachtung. Entfernung vom Tunnel 18 Mtr. Bergabgehender Zug. Erschütterung auffallend, so daß das Spiegelbild in dem Maße unsichtbar wurde, als der Zug sich der Mitte des Tunnels näherte. Die Erschütterung der Quecksilberfläche begann in demselben Moment, als der Zug den Tunnel betrat, und hörte erst auf, als der Zug den Tunnel wieder verließ.

Zweite Beobachtung. Entfernung 42 Mtr. Bergabgehender Zug. Die Erschütterung begann etwa 2 Sekunden, nachdem der Zug den Tunnel betreten hatte, hörte etwa eben so lange vor seinem Austritte wieder auf und war merklich schwächer, als bei der ersten Beobachtung.

Dritte Beobachtung. Entfernung 91 Mtr. Bergabgehender Zug. Die Erschütterung begann, sobald sich der Zug im Tunnel befand und dauerte noch 10 Sekunden, nachdem er denselben verlassen hatte, fort. Der Zug blieb 20 Sekunden im Tunnel.

Vierte Beobachtung. Entfernung 143·5 Mtr. Bergabgehender Zug, schwerbeladen, blieb 32 Sekunden im Tunnel. Die Erschütterung begann etwa 7 Sekunden nach dem Einfahren des Zugs, hörte 4 Sekunden vor dem Ausfahren desselben auf und war sehr stark.

Fünfte Beobachtung. Entfernung 152·7 Mtr. Bergabgehender Zug. Blieb 20 Sekunden im Tunnel. Die Erschütterung des Quecksilberspiegels wurde fühlbar 5 Sekunden nach dem Einfahren des Zugs und hörte 10 Sekunden vor dem Ausfahren auf. Die gleichen Erscheinungen brachte ein anderer bergabgehender Zug.

Sechste Beobachtung. Entfernung 195·7 Mtr. Bergabgehender Zug. Blieb 20 Sekunden im Tunnel und bewirkte nicht die geringste Erschütterung.

Siebente Beobachtug. Entfernung 185 Mtr. Bergabgehender Zug. Blieb 27 Sekunden im Tunnel. Die Erschütterung war so unbedeutend, daß sie sich nur durch einzelne momentane Trübungen des Spiegels bemerklich machte, als der Zug sich in der Mitte des Tunnels befand.

Offenbar ist die Entfernung, in welcher sich der Quecksilberspiegel bei der letzten Beobachtung vom Tunnel befand, als die Gränze anzusehen, auf welche die Bewegung der Züge überhaupt noch auf das umliegende Terrain wirkt. Versucht man die relative Stärke der beobachteten Erschütterungen in Zahlen auszudrücken, so dürften sich folgende Werthe ergeben, welche übrigens nur als sehr approximative Schätzungen anzusehen sind.

Beobachtung.	Entfernung.	Erschütterung.
1	18·0 Mtr.	100
2	42·0 „	40
3	91·0 „	25
4	143·5 „	10
5	172·7 „	5
6	185·14 „	1
7	195·70 „	0

§. 186.

Kosten der Tunnels.

Um in einzelnen Fällen die Kosten für einen Tunnelbau annähernd angeben zu können, diene folgende Zusammenstellung:

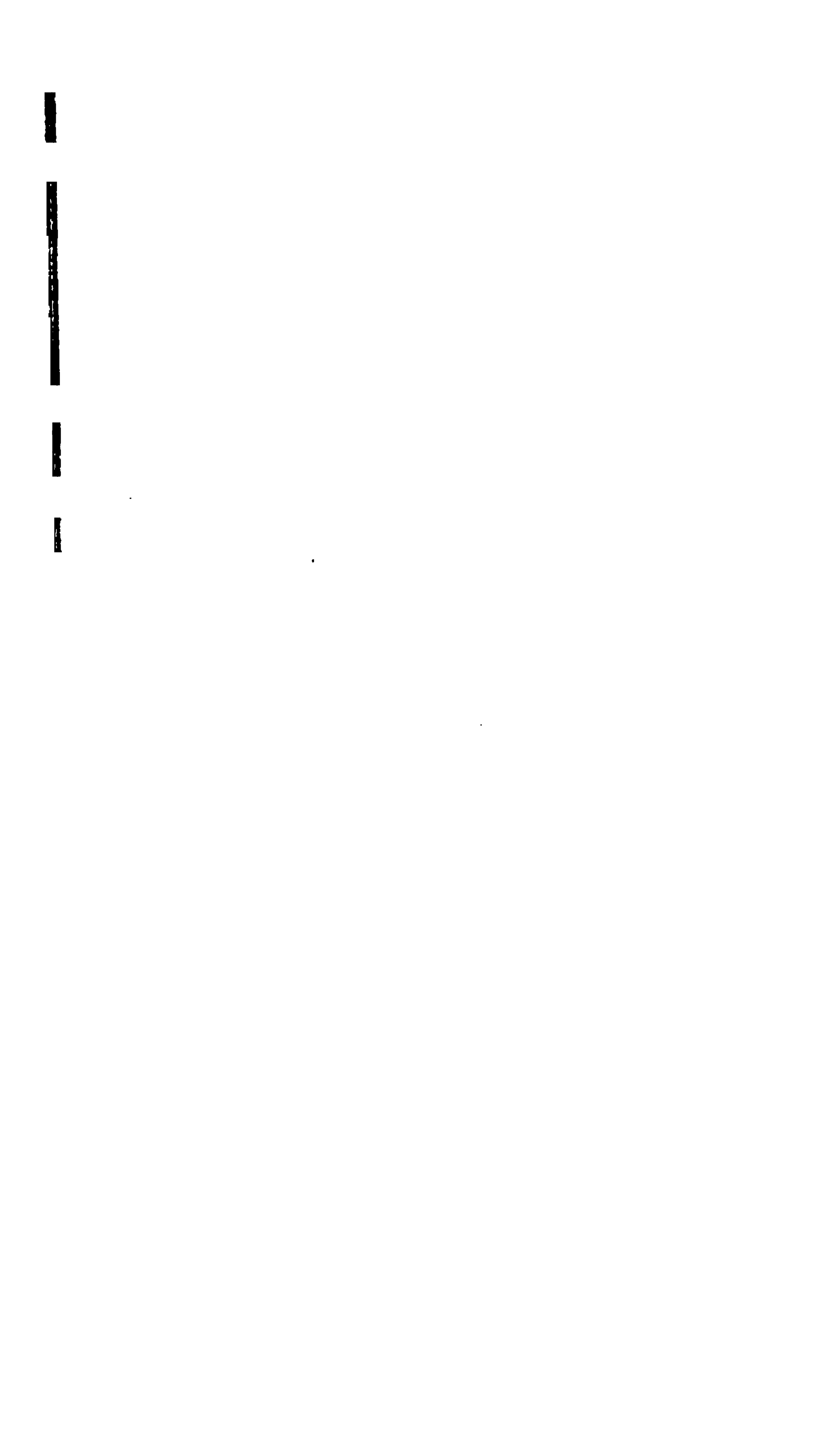
Namen der Tunnels.	Canal: C. oder Eisenbahn: E.	Natur des Bodens.	Länge.	Breite.	Größte Tiefe.	Kosten per Meter.
			Mtr.	Mtr.	Mtr.	Frcs.
Rive de Gier	C. Gievors	Sandstein, Steinkohle	506	1·6	35	130
Torcy	C. Centre	Große Felsblöcke von Sandstein.	1276	2·6	30	430
Blisworth	C. Grande Jonction	Sandstein.	2820	4·8	18	430
Riqueval	C. St. Quentin	Kreide mit viel Wasser.	5675	8·0	64	700
Tronquoy	dto.	Zerklüftete Kreide ohne Wasser.	1103	8·0	50	770
Noireau	dto.	Zarte und harte Kreide mit Wasser.	12000	1·5	78	70
Tames und Medway	C. Thames u. Medway	Das gleiche.	3620	9·0	59	800
St. Aignan	C. Ardennes	Blauer Muschelkalk.	262	6·0	45	1070
Pouilly	C. Bourgogne	Mergel, Kalkstein, wenig Wasser.	3330	6·2	50	2000
Hercastle	C. Grand Trunk	Felsen, Sand, Steinkohle.	2630	4·2	57	990
Terre-Noir	E. Lyon	Schiefer und Steinkohle.	1500	3·3	84	800
Scuffey	C. Bourgogne	Schiefriger Mergel, wenig Wasser.	3521	2·6	137	230
Charleroy	C. Charleroy	Fließender Sand.	1288	4·3	36	1240
Kilsby	E. London-Birmingham	Erde, Sand, viel Wasser.	2204	7·3	50	3410
Cumptich	E. Louvain	Sand u. Thonboden, Wasser.	925	4·3	29	850
Place d'Europe	E. St. Germain	Gyps, Sand, Mergel ohne Wasser.	183	13·2	12	1300
Batignoles	dto.	dto.	328	7·4	18	2380
St. Cloud	E. Versailles	Mergel, Gyps, Wasser	504	7·4	40	2180
Rosenstein	E. Stuttgart-Cannstatt	Mergel, Geschiebe und Conglomerat.	363	7·4	18·5	1155
Blechingley	E. Londo-Dover	Blauer Thonboden.	1210	7·3	27·6	2023
Heiligenberg*)	E. Ludwigshafen-Kaiserslautern	Sandstein, eisenhaltig, wenig Wasser.	1347	7·4	—	385·2
Franzosenwoog	dto.	dto.	78·9	7·4	—	438·0
Schloßberg	dto.	dto.	216·75	7·4	—	579·7
Kehre	dto.	dto.	299·89	7·4	—	443·0
Eisenkiel	dto.	dto.	64·30	7·4	—	488·6
Köpfl	dto.	dto.	157·8	7·4	—	346·8
Gipp	dto.	dto.	216·2	7·4	—	422·7
Mainzerberg	dto.	Sandstein, fest, und bedurfte keiner Ausmauerung.	212	7·4	—	205·6
Schönberg-Langeck	dto.	dto.	365·1	7·4	—	299·6
Retschbach	dto.	dto.	195·2	7·4	—	240·7
Lichtensteiner Kopf	dto.	dto.	114·1	7·4	—	284·8
Wolfsberg	dto.	dto.	320·9	7·4	—	750·0

*) Der Kubikmtr. Felsmasse zu fördern kostete 4·85 Francs.
„ „ Mauerwerk „ „ „ 9·0 „



Neunter Abschnitt.

Faschinenbau.



Faschinenbau.

§. 187.

Von dem Faschinenbau im Allgemeinen.

Wird ein Bau vorzugsweise aus Reisigbündeln oder Faschinen dargestellt, so nennt man ihn Faschinenbau.

Nicht allein im Wasserbau, sondern auch in der Befestigungskunst finden die Faschinenwerke vielfach Anwendung; im Wasserbau sind es die Buhnen, Streichwerke, Uferbefestigungen, Anlandungsplätze, Abschließungen, in der Befestigungskunst dagegen die Erdverkleidungen, Batterien und Verschanzungen aller Art, welche hauptsächlich aus Faschinen ausgeführt werden.

Bei ersterem hat der Faschinenbau den Vorzug vor dem Steinbau, daß er bei einer bedeutenden Festigkeit seiner Masse der Strömung gehörigen Widerstand entgegensetzt, nicht leicht vom Wasser durchbrochen wird, und hauptsächlich, vermöge seiner Zusammensetzung aus Faschinen und Kies, eine gewisse Biegsamkeit und Elasticität hat, in Folge deren er bei einer eintretenden Vertiefung der Flußsohle nachsinkt, und so eine weitere Unterwaschung bedeutend erschwert, wo nicht gänzlich verhindert.

Bei der Befestigungskunst dienen die Faschinenflechtwerke als Einschließungen für größere oder kleinere Erdmassen, welche den Zweck haben, die Kugeln der verschiedenen Geschosse aufzunehmen.

Die Vorzüge des Faschinenbaues für Stromregulirungswerke sind nicht zu verkennen und haben auch bewirkt, daß nicht allein in ganz Holland und Norddeutschland, sondern auch im Süden von Deutschland allerwärts, besonders am Rheine, die zur Rectification der Flüsse nöthigen Bauten vorzugsweise aus Faschinen dargestellt werden.

Noch weit mehr treten die Vortheile solcher Bauten hervor, wenn große Steinmassen nur sehr schwer oder mit großen Kosten beizuschaffen sind, wie dieß in den norddeutschen Ebenen und in Holland der Fall ist, wo gewöhnlich auch das Strauchwerk, welches das Reisig für die Faschinen liefert, vorzukommen pflegt und sehr wohlfeil ist.

So vortheilhaft der Faschinenbau für den Wasserbau erscheint, so zeigt er doch auch Nachtheile, die ihn häufig gegen den Steinbau in Hintergrund treten lassen.

Der Faschinenbau, mit großer Vorsicht ausgeführt, besitzt zwar viel Festigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen die Strömung und den Eisgang, allein er zeigt keine große Dauer. Einmal werden die Köpfe und Seitenbossirungen der Buhnen oder Streichwerke, wenn sie nur mit feinem Beschwerungsmaterial bedeckt sind, von dem vorbeiströmenden Wasser oder Eise angegriffen, sodann leiden besonders diejenigen Theile des Baues, welche nicht immer unter Wasser liegen, indem bekanntlich das Holz in abwechselnder Nässe und Trockenheit schnell verrottet.

Diese letztern können ohne besondern Schutz durch Bepflanzung mit Weidenstrauch oder durch Bedeckung mit Steinen gar nicht gehalten werden. Die Bepflanzung mit Weidenstrauch kann zwar lange Zeit gut bleiben, allein sie gibt leicht zu unregelmäßigen Kiesablagerungen Anlaß, welche dem Zwecke des Baues gerade entgegen sind und seinen Nutzen wesentlich beeinträchtigen, außerdem kann ein Weidenstrauch nur dann gedeihen, wenn die Krone des Werkes in einer solchen Höhe liegt, daß die Pflanzung auf derselben weder aus Mangel an Feuchtigkeit, noch auch in Folge anhaltender Ueberfluthungen abstirbt; und durch diese Bedingung wird die Höhe des Faschinenwerks auf so enge Gränzen beschränkt, daß man in vielen Fällen von ihr abweichen muß, um demselben die gehörige Wirksamkeit zu geben, somit also in die Nothwendigkeit versetzt wird, den Bau ganz mit Steinen zu bedecken.

Ein weiterer Umstand, der den Bau mit Faschinen weniger vortheilhaft erscheinen läßt, wie den mit Steinen, ist der, daß man stets einen niedern Wasserstand abwarten muß, indem die Krone des herzustellenden Werkes während der Ausführung desselben nicht von dem Wasser überfluthet werden darf, wogegen man Steine bei jedem Wasserstand und bei jeder Strömung versenken kann.

Diese Uebelstände sind zum Theil Ursache, warum man in neuerer Zeit beim Rheinbaue zur Ausführung der Streichwerke weniger eigentliche Faschinenwerke, als vielmehr nur Kiesdämme darstellt, welche an ihrer Außenseite mit Faschinen verkleidet und an ihrem Fuße durch Senkfaschinen geschützt werden.

Uebrigens bedingt dieß jedenfalls einen sehr niedern Wasserstand und eine günstig gelegene Kiesablagerung, kann also nicht überall in Anwendung kommen.

In allen Fällen, wo man in den Fluß hinein bauen muß, bleibt der Bau mit Faschinen der einzige außer dem Steinbau, welcher die nöthige Festigkeit und Dauer gewährt, besonders wenn man ihn an den Seiten und auf der Krone mit Steinen abpflastert, und in dieser Hinsicht ist es daher auch nöthig, ihn einer nähern Betrachtung zu unterwerfen.

§. 188.

Material des Faschinenbaues.

Der Faschinenbau im Allgemeinen erfordert an Materialien:

1. Gewöhnliche Faschinen.
2. Wippen oder Würste.
3. Flechtwerke.
4. Heftpfähle.
5. Beschwerungsmaterial.

6. Senkfaschinen oder Senkwürste.
7. Senkkörbe.
8. Senklagen.

Das Hauptmaterial, wovon obige Faschinenbauelemente gebildet werden, ist der Strauch oder das Reisig.

Keine Holzart ist ganz unbrauchbar, doch sind hauptsächlich diejenigen Hölzer vorzuziehen, welche die größte Festigkeit und Dauer versprechen und zugleich ein Reisig liefern, welches möglichst gerade und nachgiebig ist. Diesen Eigenschaften entspricht der Weidenstrauch ganz besonders, daher dieser auch allgemein zum Faschinenbau verwendet wird. Nach dem Weidenstrauch geben die Erlen, Pappeln, Espen u. dgl. ein brauchbares Material. Welche Holzgattung auch verwendet werden mag, so ist es Hauptbedingung, daß das Reisig frisch verbraucht wird, weil die Sprödigkeit, die es beim Trocknen annimmt, sehr nachtheilig wirkt und beim Biegen sogleich ein Brechen veranlaßt; sodann dürfen die einzelnen Reiser nicht zu kurz sein, weil ihre Verbindung sonst zu unsicher ausfallen würde.

Für Faschinen, die lange Zeit im Trocknen stehen oder zu Bauten verwendet werden müssen, die längere Zeit vom Wasser nicht bedeckt werden, zeigen die weichen Holzarten den Nachtheil, daß das Reisig verrottet und besonders spröde wird; es sind daher für diese Fälle die Reiser von Eichen, Buchen, Birken, Haselnuß vorzuziehen, weil diese viel länger den erforderlichen Grad von Festigkeit beibehalten, wie die übrigen zum Faschinenbau tauglichen Holzarten.

Die Fälle, wo die Faschinen zur Bildung einzelner Lagen verwendet werden, die in das Wasser zu liegen kommen und dabei nicht vollständig beim Auftreten der Arbeiter eintauchen dürfen, sind wohl die häufigsten, und hier hat man bei der Wahl des Holzes noch darauf zu sehen, daß dasselbe sich dicht zusammenlegen läßt. In dieser Beziehung ist denn der Weidenstrauch wieder der beste, da die Hohlräume in ihm am kleinsten ausfallen, indem die Nebenzweige bei demselben nur wenig vom Hauptzweige divergiren, dagegen bei Eichen- oder Buchenzweigen nahe einen rechten Winkel mit einander bilden.

Die Faschinenlagen mit Weidenstrauch erfordern demnach auch die geringste Menge von Beschwerungsmaterial und gestatten dem Baue nur ein geringes Setzen, woraus der weitere Vortheil entspringt, daß derselbe weniger Faschinen braucht, als bei Anwendung der Eichen- oder Buchenreiser.

Auch das Nadelholz kann in gewissen Fällen zum Faschinenbaue verwendet werden, nur muß dasselbe gesund und nicht etwa schon verrottet sein, was also voraussetzt, daß es noch seine Nadeln hat. Unbrauchbar wird es hauptsächlich zu den vordern oder schwimmenden Lagen eines Baues, indem es eine geringere Tragfähigkeit besitzt, wie die andern Holzarten. So sehr bei Benützung des Nadelholzes auf das Vorhandensein der Nadeln gesehen werden muß, so ist es bei den Faschinen aus Laubholz doch weniger vortheilhaft, wenn das Reisig noch belaubt ist, indem sie dadurch weniger Holz enthalten und die vorhandenen Hohlräume in dem Faschinenbündel sich weniger gut mit dem Beschwerungsmaterial, was gewöhnlich aus Kies besteht, ausfüllen. Wenn auch die belaubten Faschinen für gewisse Fälle, z. B. für den Bau mit schwimmenden Lagen, den Vortheil haben,

daß das feinere Beschwerungsmaterial nicht durchfällt und sie besser schwimmen, wie unbelaubte Faschinen, so haben sie auch wieder den Nachtheil, daß sie dem Strome eine größere Fläche darbieten und daher sehr schwer zu halten sind.

§. 189.

1. Gewöhnliche Faschinen.

Wird der Strauch in einen Bündel zusammengebunden, so erhält man eine **Faschine.** Das Binden der Faschinen geschieht bei größern Bauten im Walde, wo das Holz geschlagen wird.

Die Dimensionen der Faschinen sind verschieden angenommen worden. Man hat größere und kleinere Faschinen, erstere nennt man am Rheine: **Ordonnanzfaschinen,** letztere **Halbfaschinen.** Im Allgemeinen müssen die Dimensionen so sein, daß man die Faschine bequem tragen und auswerfen kann; das Gewicht derselben darf aber auch nicht zu geringe sein, weil sonst die Beischaffung des erforderlichen Quantums zu viel Zeit und Mühe erfordern würde.

Eine sehr geeignete Länge ist die, wobei der Schwerpunkt der Faschine, wenn sie aufrecht gestellt ist, etwas unter der Höhe der Schulter des Arbeiters liegt; denn die Faschinen sind neben der Baustelle in Haufen aufgesetzt, und zwar so, daß sie auf dem Stammende stehen; will nun der Arbeiter eine Faschine forttragen, so braucht er sie nur gegen die Schulter zu lehnen und ihr Stammende etwas zu heben, wodurch sie sogleich auf seine Schulter fällt und die Gleichgewichtslage annimmt.

Hiernach wäre die Länge der Faschine etwa 3 Mtr. und die mittlere Stärke derselben 0·27 — 0·3 Mtr.; was einem kubischen Inhalte von 0·081 Kubikmtr. entspricht.

Die Ordonnanzfaschinen beim Rheinbaue haben 4·5 Mtr. Länge und sind 4 Mal gebunden. An der zweiten Bundstelle, oder 1·66 Mtr. vom Stammende entfernt, ist ihr Umfang 1 Mtr., an der vierten Bundstelle, welche 0·5 Mtr. vom Ende entfernt ist, mißt der Umfang noch 0·55 Mtr. Zwei Dritttheile des Faschinenreisigs sollen von einem Stamme sein und höchstens eine Stärke von 0·04 Mtr. haben. Das Gewicht der Faschine ist somit 21·4 Kil. und wenn sie vollkommen in Wasser eingetaucht wird, verdrängt sie ein Volumen von 0·024 Kubikmtr. Fig. 474, Taf. XXV.

Die 3 Mtr. langen Faschinen sind hauptsächlich in Norddeutschland gebräuchlich; sie erhalten 2 Bundstellen, wovon die untere etwa 0·45 Mtr. vom Stammende entfernt ist, während die andere ungefähr auf die halbe Länge der Faschine trifft.

Die kleinen oder Halbfaschinen haben 1·5 oder 2 Mtr. Länge und in 0·5 Mtr. Entfernung vom Stammende 1 Mtr. Umfang.

Diejenigen Faschinen, welche sich für alle Arbeiten am tauglichsten zeigen, sind jene, welche nach dem Abfalle der Blätter angefertigt werden.

Bei Abnahme der Faschinen muß man sich besonders davon überzeugen, daß sie wirklich die gehörige Menge Strauch enthalten. Zur Prüfung der Dimensionen der Faschinen bedient man sich häufig eines eisernen Ringes, Fig. 481, der mittelst eines Charniers geöffnet und um die Faschine gelegt werden kann. Oberbaurath

Hagen hält die Vorrichtung Fig. 480 für besser: an einem kleinen Ringe ist eine Leine geknüpft, die um die Faschine geschlungen und deren Ende durch den Ring hindurchgezogen wird. Der Aufseher, welcher die Faschine abnimmt, zieht das Ende stark an und sieht, ob er den Knoten, welcher den vorschriftsmäßigen Umfang der Faschinen bezeichnet, hindurchziehen kann.

Alle Faschinen, welche das richtige Maß nicht haben, sind auszuschießen und besonders in Haufen zu setzen. Ueberhaupt ist es nothwendig, bei der Faschinenabgabe eine scharfe Controle zu führen, indem sonst leicht Unterschleife geschehen können.

§. 190.

2. Wippen oder Würste.

Dieselben bestehen gleichfalls aus Strauchbündeln, die jedoch eine viel größere Länge haben, als die Faschinen. Sie müssen sehr fest gebunden und dabei recht biegsam sein, damit man sie in scharfen Krümmungen auflegen kann.

Ihre Anfertigung erfolgt gewöhnlich auf der Baustelle.

Die Bänder, womit die Wippen gebunden werden, bestehen aus dünnen und zähen Weidenreisern, welche man Bindweiden nennt. Man wählt sie besonders aus dem Faschinenreisig aus, und macht in der Regel Bunde von 100 bis 120 einzelnen Ruthen. Ihre Länge ist etwa 1 bis 1·6 Mtr. und ihre Stärke am Stammende 1 bis 1·5 Centimtr.

Besonders erforderlich ist es, daß die Bindweiden recht frisch sind, indem sie alsdann weniger brechen. Sie bedürfen einer besondern Vorbereitung, ehe sie verwendet werden können, indem sie sonst bei der Anfertigung des Knotens zerreißen. Diese Vorbereitung besteht darin, daß die Holzfasern in der ganzen Länge der Ruthe eingeknickt und dadurch von einander getrennt werden, ohne daß sie einzeln zerreißen dürfen.

Man erreicht dieses durch vorsichtiges Drehen. Der Arbeiter steckt das Wipfelende in die Spalte eines fest aufgestellten starken Stockes; zuweilen tritt er auch nur mit dem Fuße auf die Spitze der Ruthe, was jedoch weniger bequem ist. Das Stammende der Ruthe behält der Arbeiter in den Händen und fängt an zu drehen, wobei er Sorge trägt, daß nirgends ein Bruch eintritt. Ist so die ganze Ruthe wie ein Tau gedreht, so nimmt sie die stärksten Krümmungen an ohne zu zerreißen.

Zum Binden der Senkfaschinen werden die Bänder auf ähnliche Art vorbereitet; doch nimmt man dazu meist die Haselruthen, Birken oder Eschen.

In Ermangelung des Holzes wird in neuerer Zeit Eisendraht Nr. 14. zum Binden der Wippen und Senkfaschinen benutzt. Dieser Draht ist etwa 0·003 Mtr. stark und wird vorher ausgeglüht und langsam abgekühlt, damit er seine Sprödigkeit verliert. Man legt ihn um die stark gewürgte Senkfaschine und dreht seine beiden Enden mit einer Zange umeinander, bis er die Faschine fest umspannt.

Zum Binden der Wippen bedient man sich einer sogenannten Wurstbank, Fig. 478. Es werden Böcke aus eingeschlagenen Pfählen in Abständen von je 0·6 Mtr. errichtet und zwar so viel als für die längste Wurst erforderlich sind.

Der zu den Wippen erforderliche Strauch wird aus den Faschinen entnommen. Man wählt dabei das dünne lange Reisig, welches möglichst frisch und zähe ist. Zum Zurichten des Holzes, Aufhauen der Bänder an den Faschinen bedient man sich des Faschinenmessers Fig. 477. Der ausgesuchte Strauch wird nun auf die Bank gelegt, und zwar in dem Maße, daß die Stärke der Wurst 0·15 Mtr. wird. Dabei hat man besonders darauf zu sehen, daß die Stammenden der Reiser gleichmäßig auf die Länge vertheilt werden, und die letztern immer nach der gleichen Richtung laufen. Man schreitet nun an das Binden der Wurst, welches am Besten an einem Ende begonnen und der Reihe nach ein Band nach dem andern angelegt wird.

Das Umlegen des Bandes geschieht in folgender Weise: Der Arbeiter bildet an dem Wipfelende der gedrehten Bindruthe eine Schleife, wie Fig. 483 zeigt. Er legt diese auf die Wurst, so daß das Stammende der Ruthe von ihm abgekehrt ist; letzteres zieht er unter der Wurst hervor und durch die Schleife hindurch. Das durch die Schleife gesteckte Stammende der Ruthe wird, nachdem dieselbe angezogen ist, in derselben Richtung gedreht, in welcher es schon früher gedreht ist, und indem die Windungen sich gegeneinander drängen, bildet sich von selbst ein Knoten. Mit dem Drehen wird nun fortgefahren, bis eine zweite Windung sich unter den bereits gebildeten Knoten legt und von diesem fest angedrückt wird, Fig. 484; das Stammende der Ruthe wird alsdann in den Strauch gesteckt und das folgende Band darüber gelegt. Der Abstand der Bänder ist 0·21 Mtr.

Die über das Ende der Wippe hervorragenden Wipfelenden des Strauches werden, nachdem man ein Holz unterlegt hat, mit einem Beile abgehauen.

§. 191.

3. Flechtbänder oder Flechtwerke.

Auf französischer Seite am Oberrheine, sodann am preußischen Niederrheine gebraucht man statt der Würste die Flechtbänder. Dieselben sind billiger als jene und eben so brauchbar, daher sie auch wohl den Vorzug verdienen.

Das Holz zu den Flechtbändern wird ebenfalls aus den Faschinen ausgesucht; es muß möglichst gerade und biegsam sein, und darf höchstens eine Stärke von 0·04 Mtr. haben, bei einer Länge von 4 bis 5 Mtr.

25 solcher Ruthen bilden einen Bund.

Drei Ruthen oder Flechtgerten, deren End en gehörig versteckt werden, dreht man zusammen; drei solche Stränge werden nun, wie Fig. 482 zeigt, zusammengeflochten. Das Drehen und Flechten geschieht übrigens gleichmäßig, weil sonst die langen Stränge die Arbeit unbequem machen würden und leicht wieder aufgehen könnten.

Die Flechtbänder werden auf die Faschinenlagen mittelst Pfählen, die man durch die Maschen derselben hindurch schlägt, befestigt; häufig werden auch die Pfähle zuerst eingeschlagen und die Flechtbänder nachher herumgeflochten.

§. 192.

4. Heftpfähle.

Zur Verbindung der Wippen oder der Flechtbänder mit den Faschinen dienen die Heft- oder Spickpfähle.

Das Holz zu diesen Pfählen wird gewöhnlich schon bei dem Schlagen des Faschinenstrauches erübrigt, indem man die stärksten Aeste, die zu den Faschinen nicht mehr benutzt werden können, dazu verwendet.

Wo übrigens das Nadelholz billig ist, gewährt es mehr Vortheile, die Pfähle daraus zu spalten.

Die Länge der Heftpfähle ist 1·5 Mtr., die mittlere Stärke 0·05 bis 0·06 Mtr. Je 10 bilden einen Bund, und man rechnet 20 Bunde für je 100 Ordonnanzfaschinen. Ein Bund wiegt 11·6 Kil.

Die Pfähle werden vor ihrer Verwendung zugespitzt und mit ebenen Köpfen versehen. Zuweilen versieht man sie auch mit Hacken, um das Herausziehen zu verhindern; ein solcher Hackenpfahl wird erhalten, wenn man ein Stück von einem Seitenaste stehen läßt.

Ein Ausziehen der Pfähle wird auch noch dadurch vermieden, daß man dieselben etwas schräge eintreibt, und zwar abwechselnd nach der einen und nach der andern Seite.

Bei dem Baue werden die Pfähle mit der Hand in die Wippen oder Flechtbänder eingesteckt und mit hölzernen Schlegeln herabgetrieben, so daß sie gehörig tief in die darunterliegende Faschine eingreifen.

Man schlägt sie immer so weit ein, daß sie noch 0·24 Mtr. vorstehen. Dadurch erreicht man den Vortheil, daß die darüber gelegten Faschinen, welche zur folgenden Lage gehören, von den Pfahlköpfen gehalten werden.

§. 193.

5. Beschwerungsmaterial.

Das zur Ausführung eines Faschinenbaues nöthige Beschwerungsmaterial ist gewöhnlich **Kies**, welcher meist aus dem Flußbette und zwar an der Arbeit am nächsten liegenden seichten Stellen gegraben oder gebaggert wird. Der Kies hat die gute Eigenschaft, daß er sich gleichmäßig vertheilt, nicht durch die Faschinen hindurchfällt und nicht leicht fortgeschwemmt wird.

Uebrigens können auch in Ermanglung des Kieses andere Erdarten, wie fette und magere Erde, Sand ꝛc., wie sie gerade in der Nähe des Baues vorkommen, verwendet werden. Der feine Sand bringt zwar leicht durch die Zwischenräume zwischen den einzelnen Reisern hindurch, aber dieser Umstand ist nur so lange nachtheilig, als die Faschinenlage noch schwebend ist; sobald sie auf dem Flußbette oder einer andern Lage aufruht, hört das Durchfallen auf, und der eindringende Sand füllt nur die Zwischenräume aus, was sehr gut ist.

Am besten ist es, wenn man Kies mit Sand untermengt anwenden kann, allein ersterer muß vorherrschen. Defontaine bestimmte, daß der Kies nicht mehr als $1/_5$ groben Sand enthalten dürfe.

Faschinenwerke, welche mit Sand ausgeführt werden, setzen sich weniger als solche, wobei Kies verwendet wird; auch haben sie den Vortheil, daß sie eine compactere Masse bilden, als die letztern.

Zuweilen muß man sich der fetten zähen Thonerde bedienen, wobei man dieselbe in größern Klumpen aufbringt und etwas zertheilt; doch darf dieß nicht so

weit geschehen, daß während die Lage noch schwimmt, schon eine Erweichung erfolgt, denn sonst würde der Thonboden leichter als der Sand vom Strome fortgeschwemmt werden.

Auch die Steine dienen als Beschwerungsmaterial, doch werden diese erst, wenn der Bau fertig ist, zur Bedeckung der Kronenebene und der Dossirungen verwendet; zuweilen dienen sie auch zur Belastung der letzten schwimmenden Lagen, wenn der Bau wegen eintretendem Hochwasser verlassen werden muß.

§. 194.

6. Senkfaschinen.

Bei dem gewöhnlichen Faschinenbau verbindet man die einzelnen Faschinen zu ganzen Lagen, und bringt auf diese das erforderliche Beschwerungsmaterial; bei dem Baue mit Senkfaschinen wird dagegen jede Faschine für sich mit dem für sie erforderlichen Beschwerungsmaterial versehen, und man kann sie daher einzeln versenken.

Die Senkfaschinen erhalten sehr verschiedene Dimensionen, je nach dem Zwecke, den sie zu erfüllen haben, und je nach der Art des Beschwerungsmaterials, welches entweder aus Bruchsteinen oder grobem Kiese besteht.

Beim Rheinbau werden zur Deckung der Ufer und der Stromregulirungswerke beinahe ausschließlich Steinsenkfaschinen in Anwendung gebracht.

Die Länge der Senkfaschinen beträgt im Badischen 5·4—6 Mtr. und die Stärke 0·9 Mtr., auf französischer Seite haben diese Faschinen nur 4 Mtr. Länge und 0·8 Mtr. Stärke in der Mitte; sie erfordern 7 Faschinen, enthalten 0·6 Kubikmtr. groben Kies und werden 12 Mal gebunden. Fig. 486 und 486a.

Die Bank zur Anfertigung der Senkfaschinen wird unmittelbar an dem Rande des Ufers aufgestellt, dessen Fuß bedeckt werden soll, und zwar parallel zu demselben; ihre Construction ist aus den Fig. 487, 488 und 489 ersichtlich.

Zwei Bäume von 0·15 Mtr. Durchmesser und von der Länge, welche die Senkfaschinen erhalten sollen, werden parallel neben einander im Abstande von 0·5 Mtr. auf den Boden gelegt und durch 8 kleine Pfählchen, welche an den Enden der Bäume in den Boden geschlagen sind, auf ihrer Stelle gehalten. Auf die Bäume legt man nun 6 Riegel c von 0·9 Mtr. Länge und 0·1 Mtr. Stärke; die äußersten Riegel sind von den Enden der Bäume 0·35 Mtr. entfernt, die innern liegen in gleichen Abständen von einander. Neben jeden Riegel sind 2 ein Mtr. lange und 0·05 Mtr. starke Pfähle etwas schräge in den Boden eingetrieben, indem sie sich gegen die Bäume anlehnen und somit an diesen eine sichere Stütze finden. Da dieselben an der dem Strome zugekehrten Seite jedesmal beim Herablassen der Faschine ausgezogen werden müssen, so ist es nicht zweckmäßig, sie fester einzuschlagen, als gerade erforderlich ist.

Zwei andere Pfählchen xx′ stehen in der Achse der Bank in einem Abstande von 4 Mtr., um die Länge der Faschinen darnach richten zu können.

Um nun die Senkfaschine zu binden, legt man 4 Ordonnanzfaschinen auf die Bank, und zwar so, daß die Sturzenden von je zweien an jedem Ende nach außen gekehrt sind. Sie werden aufgehauen und gehörig vertheilt, so daß sich ein gleichmäßiges Bett bildet. Die Oeffnungen an den Enden des Betts werden

durch Pfropfen aus kurzem Strauche geschlossen; sofort bringt man den groben Kies oder die Steine hinein. Ist das Beschwerungsmaterial gleichmäßig vertheilt, so legt man 3 weitere Faschinen auf, die ebenso wie die ersten aufgehauen und mit den Sturzenden nach außen gleichförmig über dem Kies vertheilt werden. Hat man so die Umhüllung dargestellt, so werden 12 starke Bänder aus Weide, Haselnuß, oder Esche angelegt*). Bevor ein Band aufgelegt wird, würgt man die Faschine dicht neben der Bundstelle mittelst der in Fig. 486 b dargestellten Vorrichtung stark zusammen. Ein starkes Tau oder eine Kette wird um die Faschine geschlungen, und durch die Ringe an den Enden steckt man 2 starke Hebel von 2 Mtr. Länge. Während jeder Hebel von einem Arbeiter herabgedrückt wird, schlägt ein dritter mit einem hölzernen Hammer auf die Faschine und zwar dicht neben der Kette, um das Reisig gut an die Steine anschließend zu machen. Dicht neben der Kette wird nun das Band, welches auch in neuerer Zeit durch einen kräftigen Eisendraht ersetzt wird, angelegt und festgebunden. Zuerst wird das mittelste Band angelegt, alsdann die äußersten und von diesen geht man wieder nach der Mitte zurück. Wenn nur 2 Bänder mit einander angelegt werden, wozu man etwa eine halbe Minute braucht, so erfordert die vollständige Anfertigung einer Senkfaschine 15 bis 20 Minuten. Dabei werden 7 bis 8 Arbeiter verwendet.

Nachdem nun alle Bänder angelegt sind, werden die Pfähle hinweggenommen und die Senkfaschine bis an den Uferrand gerollt, von wo aus sie von selbst auf der Uferböschung herabgleitet und in die Tiefe stürzt.

Nach Defontaine wiegt eine Senkfaschine von obigen Dimensionen 1198·8 Kil.; sie verdrängt ein Wasservolumen von 0·571 Kubikmtr. und wiegt im Wasser nur 627·8 Kil.; die spezifische Schwere ist daher 2·0994.

Hat man die Senkfaschine nicht an den Fuß eines Ufers, sondern an irgend eine andere Stelle des Flußbetts zu legen, so wird über 2 größeren Kiesschiffen ein Rüstboden angebracht, auf welchem die Faschinen angefertigt werden. Die Schiffe, welche an der betreffenden Stelle verankert sind, lassen zwischen sich einen freien Raum von etwas mehr als 4 Mtr. Eine quadratische Oeffnung von 4 Mtr. Länge befindet sich im Rüstboden über dem freien Raume und wird durch eine Klappe geschlossen, welche sich um eine horizontale Achse, die von einem Schiffe zum andern herübergeht, drehen kann. Die Klappe ist während der Anfertigung der Faschine geschlossen und durch vorgeschobene Riegel in ihrer Lage gehalten. Ist eine Senkfaschine fertig, so rollt man sie auf die Klappe, zieht die Riegel zurück und läßt sie in den Strom stürzen. Defontaine nahm gewöhnlich 3 Senkfaschinen, vereinigte diese durch 3 Bäume und stürzte sie von der Klappe aus in den Strom; hierdurch wurde ein Fortrollen der Senkfaschinen vermieden, was zugleich den Vortheil hatte, daß sie weniger Noth litten.

Zuweilen hat man auch die beiden Schiffe, worauf der Rüstboden lag, hart neben einander gestellt und die Klappe auf einer Seite angebracht; in diesem Falle war sie mit 2 starken Armen versehen, die rückwärts mit eisernen Bändern gegen den Rüstboden befestigt waren. Am badischen Rheinbau läßt man die Klappe ganz weg.

*) Bei feinem Kiese muß man noch Streu anwenden, damit derselbe nicht durch die Zwischenräume der Faschinenreiser hindurchfällt.

§. 195.

7. Senkkörbe.

Um den Kies oder die Steine in größern Massen zusammenzuhalten, wendet man auch öfters statt gewöhnlicher Faschinen förmliche Kasten oder Körbe aus Flechtwerk an, welche das Beschwerungsmaterial umschließen. Solche Verbindungen nennt man Senkkörbe. Die Senkkörbe, wie sie bei dem Rheinbaue vorkommen und wie sie besonders am Oberrhein von den Ingenieuren Tulla und Defontaine häufig in ungewöhnlich großer Zahl gebraucht worden sind, haben verschiedene Formen erhalten: die parallelepipedische, die 3seitig-prismatische und die konische Form.

Die Fig. 490, 490a, 490b, 490c stellen einen parallelepipedischen Korb in den verschiedenen Ansichten und Schnitten vor. In Fig. 490c ist die eine Hälfte Ansicht und die andere Schnitt. Diese Körbe waren 2 Mtr. lang, 1 Mtr. breit und 0·6 Mtr. hoch, im Lichten gemessen. Sie faßten 1·2 Kubikmtr. Steine. Ihre Anfertigung geschah in der Art, daß man die 4 Seitenwände in einem Stücke, den Boden und Deckel aber besonders bildete. Man steckte die Stäbchen, welche umflochten werden sollten, mit ihren zugespitzten Enden in den Erdboden und zwar in einem Abstande von 0·15 Mtr. von Mitte zu Mitte. Sodann flocht man die Weidenruthen (Flechtweiden von 1·5 Mtr. Länge) herum und stellte dadurch die obenerwähnten Theile in den erforderlichen Dimensionen dar; in dem Deckel aber ließ man eine Oeffnung, die zur Füllung diente. Hierauf wurden die zugespitzten Sprossen der Seitenwände durch den Boden und zugleich durch den Deckel des Korbes hindurchgestoßen, und über und unter den langen Seiten je 2 starke Stäbe durch Weidenbänder mit einander verbunden.

War der Senkkorb so angefertigt, so brachte man ihn auf die Klappe des oben erwähnten Rüstbodens, wo man ihn mit Kies anfüllte und die Oeffnung im Deckel mit einem Stück Geflechte verschloß. Die Versenkung erfolgte durch Umkippen der Klappe. Nach Defontaine wiegt ein solcher Korb leer 210 Kil. und verdrängt 0·237 Kubikmtr. Wasser; wenn der Korb angefüllt ist, wiegt er 2290 Kil. und verdrängt 1·04 Kubikmtr. Wasser; sein Gewicht im Wasser ist 1249 Kil. und das spezifische Gewicht daher 2·20, während das der Steine selbst 2·245 beträgt.

Der dreiseitig-prismatische Senkkorb, wie er durch die Fig. 491, 491a und 491b dargestellt ist, erhielt ebenfalls 2 Mtr. Länge im Lichten, die Grundfläche bildete ein gleichseitiges Dreieck von 1·3 Mtr. Seitenlänge, außen gemessen.

Dieser Korb ist etwas fester wie der parallelepipedische, indem seine 3 langen Seiten im Zusammenhange geflochten sind, was bei dem erstern nicht der Fall ist, indem dort die 4 Seitenwände nur 2 lange schmale Seiten und 2 Kopfflächen enthalten, die breiten und langen Flächen bilden Boden und Deckel.

Am einfachsten in der Construction sind die konischen Körbe. Fig. 492, 492a, 492b.

Zehn starke Zweige von 3 Mtr. Länge bindet man an ihren Enden fest zusammen. Nun schiebt man einen hölzernen Reif von 0·7 Mtr. Durchmesser in der Mitte zwischen diese Zweige ein und zertheilt dieselben gleichmäßig auf seinem

Umfange. Man umflicht sofort die Zweige mit Weidenreisern, von beiden Enden aus nach der Mitte hin, und läßt aber dabei zwei rechteckige Oeffnungen zum Einfüllen. Um die Enden des konischen Korbes noch recht zu schließen, werden noch Strohbündel eingeschoben. Vor der Füllung des Korbes mit gereinigtem Kiese werden 2 Stöcke durchgestoßen, um das Fortrollen auf dem Grunde zu verhindern. Die Füllung mit Kies erfolgt entweder am Ufer oder auf dem Rüstboden, je nachdem die Senkkörbe da oder dort eingeworfen werden sollen.

Ein konischer Korb wiegt leer 96 Kil. und verdrängt 0·104 Kubikmtr. Wasser; mit 0·5 Kubikmtr. Kies angefüllt ist das Gewicht 963 Kil., und das Volumen des verdrängten Wassers 0·43 Kubikmtr.; die spezifische Schwere ist somit 2·1936.

§. 196.

8. Senklagen.

Die Senklagen bestehen aus möglichst flachen Strauchlagen, die durch Stangen vereinigt und mit Kies oder Steinen beschwert werden. Sie bilden versenkt eine die Sohle des Flusses schützende Decke. Defontaine nahm zu einer Senklage von 4 Mtr. Länge und 3 Mtr. Breite 8 Faschinen und legte diese dicht neben einander, die Stammenden nach einer Seite gerichtet. Nun brachte er 6 Stangen von mittlerer Stärke parallel mit dem Faschinenreisig und 14 Stangen, wovon 7 oben und 7 unter der Strauchdecke lagen, normal auf die erstern an und vereinigte dieselben unter sich und mit dem Strauchwerke durch 100 Stück Flechtgerten.

An dem untern Ende der Senklage, etwa 1 Mtr. vom Rande entfernt, wurde der Breite nach eine 0·3 Mtr. starke Wurst aufgelegt und mit Flechtbändern befestigt, damit der Kies bei dem Versenken der Lage nicht abgewaschen werden konnte. Endlich war noch in einer Entfernung von 1·15 Mtr. vom obern Rande der Senklage eine stärkere Stange quer über dieselbe befestigt, welche an beiden Seiten etwas vorragte. Der Grundriß der Senklage bildet ein Rechteck, wovon die untern Ecken durch rechteckige Ausschnitte entfernt sind. Zum Behufe der Versenkung einer Lage wurden 4 Pfähle geschlagen, welche als Führungen dienten, indem 2 davon in die Ecken der erwähnten Ausschnitte und 2 an die hervorragenden Enden der stärkeren Querstange gerichtet waren. Die Senklage wurde zwischen 2 mit einander verbundenen Schiffen auf 2 Balken gelegt und an Ort und Stelle gebracht, alsdann beschwert und versenkt.

§. 197.

Tabelle über die Gewichte der verschiedenen Materialien.

Bezeichnung.	Gewicht in der Luft.	Volumen des verdrängten Wassers.	Gewicht im Wasser.	Spezifisches Gewicht.	Bemerkung.
	Kil.	Kubikmtr.	Kil.		
Gewöhnl. Faschine von 4·5 Mtr.	12·40	0·024	—	0·891	a) Hiernach wäre die Anwendung von gewöhnl. Kies vorzuziehen, wenn nicht der Sand in demselben von der Strömung ausgewaschen würde.
1 Bund Heftpfähle à 10 Stück, à 1·5 Mtr.	11·60	0·0121	—	0·960	
1 Bund Flechtgerten à 25 Stück, à 4·5 Mtr.	17·20	0·020	—	0·860	
1 Kubikmtr. grober Kies . .	1734·0	0·67	—	2·588	
1 „ gewöhnlicher Kies	2000·0	0·78	—	2·564	
Rechteckiger prismatischer Senkkorb von 2 Mtr. Länge, leer	210·0	0·237	—	0·886	
Dito mit grobem Kies gefüllt	2290·0	1·041	1249·8	2·20	
Dito mit gewöhnlichem Kies gefüllt	2610·0	1·137	1437·0	2·225 a)	
Dreiseitig-prismatischer Senkkorb 2·16 Mtr. Länge und 1·12 Mtr. Höhe, leer . .	144·0	0·18	—	0·80	
Gefüllt mit grobem Kies . .	1877·0	0·86	1017·0	2·182	
„ „ gewöhnlichem Kies	2144·0	0·966	1178·0	2·219	
Konischer Korb 2 Mtr. Länge und 0·7 Mtr. Durchmesser, leer .	96·0	0·104	—	0·923	
Gefüllt mit grobem Kies . .	963·0	0·439	524·0	2·193	
„ „ gewöhnlichem Kies	1096·0	0·494	602·0	2·218	
Dito von 2·5 Mtr. Länge und 0·6 Mtr. Durchmesser, leer .	66·0	0·074	—	0·892	
Mit grobem Kies	759·6	0·342	417·6	2·221	
„ gewöhnlichem Kies . .	886·0	0·386	480·0	2·243	
Dito von 1·3 Mtr. Länge und 0·35 Mtr. Durchmesser, leer	23·0	0·027	—	0·85	
Mit grobem Kies	196·0	0·094	101·0	2·089	
„ gewöhnlichem Kies . .	223·0	0·105	118·0	2·123	
Senkfaschine von 4 Mtr. Länge und 0·8 Mtr. Durchmesser, mit 0·6 Kubikmtr. grobem Kies	1198·8	0·571	627·8	2·099	
Dito gewöhnlichem Kies . .	1358·4	0·637	721·4	2·132	
Gewöhnlicher Faschinenbau .	795·1	0·37	425·1	2·148	

§. 198.

Gewöhnlicher Faschinenbau im Trocknen.

Dieser Faschinenbau besteht aus einzelnen übereinander liegenden Faschinenlagen. Jede Lage ist aus einer Reihe von Faschinen gebaut, welche mit Beschwerungsmaterial überdeckt sind. Es ergibt sich hieraus, daß Faschinen und Erde sich gegenseitig überdecken, wodurch ein Fortspülen der letztern, wenn der Bau dem unmittelbaren Angriffe des Stromes ausgesetzt ist, verhindert wird.

Die Fig. 476, 476a stellen einen solchen Faschinenbau dar, dessen Zweck es ist, ein Ufer zu schützen. Nach der Richtung ab wird eine Reihe sich berührender Faschinen in der Art gelegt, daß die Stammenden derselben an die obige Linie ab sich anschließen. Soll die Lage nur eine Breite von höchstens 4·5 Mtr. erhalten, so werden auch Faschinen von dieser Länge verwendet, und damit die Faschinenlage möglichst gleich stark ausfällt, werden zwischen je 2 Faschinen der ersten Reihe weitere Faschinen gelegt, die sich mit ihrem Stammende an die hintere Linie c d anschließen. Soll aber die Lage eine größere Breite als die eben angeführte haben, so werden die aufeinander liegenden Faschinen so gegen einander verschoben, daß die Stammenden der obern von den Wipfelenden der untern einen Abstand von 1·2 Mtr. haben, vorausgesetzt, daß die Faschinenlänge selbst 4·5 Mtr. beträgt; für eine noch größere Breite wird eine dritte Faschinenreihe in ähnlicher Weise wie die zweite Reihe gelegt, wobei die Stammenden 1·85 Mtr. über die Enden der letztern hervortreten u. s. f. Nach richtiger Lage der ersten Faschinenreihe werden die Bänder aufgehauen und die Reiser gleichmäßig vertheilt.

Sofort schreitet man an das Auflegen der Flechtbänder oder Wippen und befestigt solche an die Faschinen und den Boden mittelst den Heftpfählen. Fig. 475. Die beiden äußersten Flechtbänder werden 0·5 Mtr. von den Randlinien entfernt und die übrigen erhalten einen Abstand von 0·6—0·7 Mtr.

Die Heftpfähle werden so tief eingeschlagen, daß sie noch 0·16 Mtr. über die Faschinen hervorragen. Die Räume zwischen den Flechtbändern werden mit Kies ausgefüllt und es ist nun die erste Lage, deren Gesammtdicke 0·5 Mtr. beträgt, vollendet.

In gleicher Weise wird nun die zweite Faschinenlage gebildet und mit Heftpfählen gegen die erste und den Boden befestigt, wobei die letztern noch 0·5 Mtr. tief in den Boden eindringen. Darauf folgt die dritte Lage u. s. f., bis die erforderliche Höhe des Baues erreicht ist. Zur Erhaltung einer gewissen Böschung der vorderen Fläche des Baues läßt man jede Lage gegen die vorhergehende etwas zurücktreten.

Zuweilen wird dieser Faschinenbau auch ausgeführt, um einem Erddamm einen festen Fuß zu geben, wie Fig. 479 zeigt. Hier wird zuerst in die Sohle des Flußbettes eine Vertiefung gemacht, in welche sodann die erste Lage zu liegen kommt. Das Auflegen der übrigen Lagen geschieht in oben beschriebener Weise.

Auch bei niederen Streichwerken, die von dem Wasser überfluthet werden, wendet man einen ähnlichen Faschinenbau an, nur mit dem Unterschiede, daß die Faschinenlagen eine aufsteigende Lage erhalten, und die abwärts liegende Flußsohle mit einer Abfallpritsche gegen eine Vertiefung gesichert sein muß. Letztere

besteht aus einer mit der Sohle in gleicher Höhe liegenden Faschinenlage, worüber mehrere kleinere sich gegenseitig überdeckende Faschinenreihen mit Flechtbändern und Heftpfählen befestigt sind.

§. 199.

Faschinenbau mit schwimmenden Lagen oder Couchenbau.

Allgemeine Anordnung.

Kommt der Bau an eine Stelle des Flusses zu liegen, welche von Wasser bedeckt ist, oder tritt das Faschinenwerk mit einem Theil seiner Masse in die Strömung hinein, wie dieß in der Regel bei Stromregulirungsbauten, als Buhnen, Streichwerken, Uferdeckwerken der Fall ist, dann können die einzelnen Faschinenlagen nicht mehr in der Art aufeinander gelegt werden, wie es in dem vorigen §. beschrieben wurde, sondern man pflegt die Lagen schwimmend auf dem Wasserspiegel anzufertigen und sodann so zu versenken, daß weder ein Abrutschen noch ein Fortspülen des Beschwerungsmaterials stattfinden kann. Dieß erfordert einestheils, daß die Lagen nicht zu steil werden und höchstens eine Neigung mit zweifacher Anlage haben, sodann daß Faschinen und Erdlagen mit einander abwechseln, und die letztern von den erstern so überdeckt werden, daß die heraustretenden Wipfelenden der Faschinen die äußere Decke bilden, also das Beschwerungsmaterial schützen.

Auch den äußern Begränzungsflächen eines solchen Faschinenbaues muß mindestens eine Neigung mit einfacher Anlage gegeben werden.

Wie schon oben erwähnt, werden die einzelnen Faschinenlagen schwimmend gebildet und liegen während ihrer Zusammensetzung horizontal auf der Oberfläche des Wassers ausgebreitet. Man könnte sie nun in der horizontalen Lage versenken, wenn nicht alsdann jeder feste Anschluß an das Land oder an den schon fertigen Bau verloren ginge; um also den letztern zu erhalten, ist man genöthigt, die Lagen schräge herabzulassen, indem man sie um die Seiten, wo sie angeschlossen sind, wie um feste Achsen eine Drehung machen läßt, bis ihre Neigung einer Böschung mit zweifacher Anlage entspricht; daß sie dabei mit ihren untern Begränzungslinien das Flußbett berühren müssen, ist für sich klar.

Man bestimmt die Längen der einzelnen Lagen, indem man sie im Profile als bereits versenkt einzeichnet und dabei die angenommene Neigung derselben zu Grunde legt. Die Fig. 459 und 459a stellen dieses dar. Die oben erwähnte Drehungsachse liegt horizontal und normal gegen die Richtung der Krone des Baues.

Aus dieser Zeichnung läßt sich wohl die Länge der Lagen in der Mittellinie bestimmen, um aber auch angeben zu können, wie weit dieselben seitwärts über die Krone hervorragen sollen, muß man ihre genaue Form und Ausdehnung kennen.

Die Lösung dieser Aufgabe ist in jedem Falle leicht, wenn man die nöthigen Profile besitzt. Fig. 460 sei das Längenprofil einer Buhne und zwar durch die Achse derselben; ferner sei AB diejenige Faschinenlage, deren Form und Größe man bestimmen will, so trage man die Länge AB in die Horizontale AE auf

und ziehe im Grundriß die dem Punkte E entsprechende Linie; wie weit nun die Lage seitwärts über die Krone des Werkes hinausreichen muß, ergibt sich aus dem Querprofil, Fig. 460 b, wenn man die Anlage der Seitenböschung des fertigen Werkes oder die Linie D ermittelt. Bei einfacher Anlage ist D gleich der Höhe des Profils; man trägt dieselbe im Grundrisse zur Seite der Kronenkante auf und zieht die Seitenlinien aus, so ist die gesuchte Form der Faschinenlage bestimmt.

Man könnte auch den Winkel α bestimmen, welcher für die angenommenen Böschungen der Lagen und Seitenflächen constant bleibt. Für Böschungen mit zweifacher Anlage für die Lagen und einfacher Anlage für die Seitenflächen ist der Winkel $\alpha = 24^\circ\ 6'$.

Wenn die Sohle des Flußbettes unregelmäßig ist, so muß man zwei Längenprofile zur Bestimmung der Lagen aufnehmen, und zwar legt man dieselben durch die beiden Ränder der Kronenebene.

In Fig. 461 a seien M und L zwei solche Profile, welche in die Verticalprojektion des Werkes eingetragen sind. Die Neigung, welche die Faschinenlage AB annehmen soll, wird ebendaselbst gezogen, so geben die Durchschnittspunkte B und F mit den Profilen die Länge der Lage in beiden Richtungen an, und man hat dieselbe nur in dem Grundrisse, Fig. 461, abzutragen, um dort die Punkte B und F zu erhalten. Die gerade Linie PR, welche durch die Punkte B und F geht, bestimmt die äußere Gränze der Lage; trägt man also noch die Seitenlinien nach dem bekannten Winkel $\alpha = 24^\circ\ 6'$ auf, so ist die ganze Form der Lage bekannt.

Wenn die Lage AB die Sohle nicht mehr in einer geraden Linie schneidet, so daß bedeutende Abweichungen vorkommen, müssen außer den Profilen M und L noch andere aufgenommen werden, damit man eine größere Anzahl Punkte der Linie PR bestimmen kann. Strenge genommen würde die Linie PR eine krumme sein, allein hierauf wird in der Praxis keine Rücksicht genommen, weil eine große Schärfe doch nicht erreicht werden kann.

Wenn man auch in der Ausführung die Lagen nicht immer so genau construirt, wie dieß oben angegeben wurde, so dient eine solche Aufzeichnung doch dazu, einen klaren Begriff eines solchen Baues zu geben und bezeichnet dem Faschinenleger diejenigen Punkte, worauf er bei dem Baue hauptsächlich zu achten hat.

Ein geübter Faschinenleger macht sich die Construction im Kopfe, indem er dazu nur von Zeit zu Zeit mit der Peilstange die Wassertiefen mißt und sich etwa den Winkel α zur Bestimmung der Seitenbegränzung durch irgend welche entfernte Gegenstände bezeichnet.

Das Resultat, welches aus obiger Construction hervorgeht, erleidet in der Praxis einige Aenderung, insofern man darauf achten muß, daß die Faschinen an ihren Wipfelenden sehr schwach ausfallen und daselbst wenig Masse haben. Die Faschinen müssen mindestens 0·6 bis 0·9 Mtr. weiter ausgreifen, als es die Construction bedingt; ferner ist auch die Lage der Drehungsachse zu berücksichtigen; sie liegt in der untern Grundfläche der Faschinenlage und zwar an der Gränze

des bereits vollständig comprimirten Theiles des Werkes. Mißt man also die Wassertiefen, so muß man dazu noch den Verticalabstand der durch die Drehungsachse gehenden Horizontalebene von dem Wasserspiegel addiren, um die Höhe des Baues zu erhalten.

Die beiden Seitenkanten der Kronenebene werden durch je 2 Signalstangen auf den Ufern bezeichnet.

Der Einfachheit wegen wurde in dem Obigen von der Dicke der einzelnen Faschinenlage ganz Umgang genommen. Die Berücksichtigung derselben ist indessen sehr leicht mit der bezeichneten Construction in Vereinbarung zu bringen, wenn nur jede Lage in ihrer ganzen Ausdehnung gleiche Stärke hat, und sich überdieß von der Krone des Werkes bis zur Flußsohle erstreckt. Die gefundene Fläche ist dann nichts anderes, als die untere Basis der neuen Faschinenlage, oder diejenige Ebene, worin diese die vorhergehende Lage berührt, nachdem beide vollständig versenkt sind.

Es ist dabei nur zu bemerken, daß der Längenschnitt der Lage kein Rechteck, sondern ein Rhombus sein muß; diese Figur stellt sich aber schon von selbst dar, indem man der Faschinenlage an ihrem äußeren Ende die volle Stärke doch nicht geben kann, und die Biegsamkeit des Strauches jede Formänderung gestattet.

Hierbei kommt noch ein weiterer Umstand in Betracht, der häufig Schwierigkeiten bereitet. Es wurde nämlich in dem Frühern vorausgesetzt, daß die Sohle des Flußbettes an der Stelle, wo die Faschinenlage dieselbe berührt, nahe horizontal sei, oder wenigstens in der Richtung des Baues nicht stark fällt. Wenn nun dieß nicht der Fall ist und die Sohle eine größere Neigung hat, als die Faschinenlage selbst, so muß man der letztern an ihrem äußern Ende eine größere Dicke geben, als in dem Theile, wo sie auf der vorhergehenden Lage aufliegt, und man nennt alsdann eine solche Lage „Pülvlage." In der Fig. 459a mußten die zweite, dritte und vierte Lage solche Pülvlagen sein.

Die Stärke der einzelnen Lagen beträgt nach vollständiger Comprimirung 0·9 Mtr.; sie muß aber in dem losen Faschinenbau bedeutend größer sein, damit sie nicht später durch die Zusammenpressung zu schwach wird; sie nimmt nach und nach in dem Maße ab, wie der Druck des aufgebrachten Beschwerungsmaterials zunimmt. Die Profilzeichnung, Fig. 459a, zeigt dieses Verhalten der einzelnen Lagen.

In einem solchen Stande, wie er durch diese Profilzeichnung dargestellt wird, darf übrigens ein Bau nicht verlassen werden oder gar für immer stehen bleiben, indem er dem Strome nicht hinreichenden Widerstand entgegensetzen und auch das Beschwerungsmaterial nach und nach weggespült würde; man muß vielmehr vor dem Eintreten eines Hochwassers oder vor dem Schlusse des Baues alle Lagen vollständig versenken, was durch Aufbringen eines gröberen Beschwerungsmaterials, etwa von Bruchsteinen, geschieht.

Die vorstehend hergeleiteten Regeln über die Anordnung der Faschinenwerke sind an sich ganz allgemein und können ebenso gut für Streich- oder Parallelwerke und Uferdeckungen als für Buhnen Anwendung finden.

§. 200.

Ausführung des Baues.

In der Ausführung dieses Baues hat man verschiedene Wege befolgt. In Norddeutschland ist das Verfahren ein anderes wie in Holland, und am Oberrhein auf französischer Seite verfährt man wieder anders, wie in beiden genannten Ländern; der Faschinenbau am Rhein auf badischer Seite stimmt mit dem in Norddeutschland üblichen überein und dürfte wohl der zweckmäßigste sein.

Dem badischen Obersten Tulla, der sich durch die Rheinrectification sehr verdient machte, gebührt hauptsächlich das Verdienst, den Faschinenbau in eben so ausgedehnter als vollkommen zweckmäßiger Weise zur Darstellung der Regulirungswerke eingeführt zu haben.

Bei jedem Verfahren besteht übrigens der Faschinenbau aus einzelnen Faschinenlagen, deren jede auf dem Wasser schwimmend verbunden, und in ihrer ganzen Ausdehnung mit Beschwerungsmaterial bedeckt wird. Letzteres darf dabei nur in dem Maße aufgebracht werden, daß die Lage nach und nach herabsinkt, indem sie sich um eine horizontale Achse dreht, welche auf dem bereits festliegenden Theile des Baues durch den hintern Rand der Lage gebildet wird. Ist die Lage ganz versenkt, so nimmt sie in ihrer ganzen Ausdehnung eine gewisse Neigung an, bei der alsdann vermöge der Form derselben eine Berührung mit dem Grunde erfolgt und die Seitenbegränzungslinien in die richtige Böschung des Werkes fallen. Nur so wird der Bau eine durchaus compacte Masse bilden, die das Wasser nirgends durchläßt und der Strömung hinreichend widersteht.

Wie die richtige Form der Faschinenlagen bestimmt werden kann, wurde im Obigen gezeigt; ebenso wurde die Stärke der Lage angegeben und dabei bemerkt, daß dieselbe in gewissen Fällen an ihrem äußeren Rande verstärkt werden muß.

Das Verfahren bei der Ausführung eines Faschinenbaues mit schwimmenden Lagen ist, sobald einmal der Anfang gemacht, sehr gleichmäßig und es handelt sich daher hauptsächlich um den Anschluß an das Ufer, und sodann um die Art der Ausführung einer gewöhnlichen Lage, und zuletzt um die Sicherung des Kopfes oder des vorderen Theils des Baues sowie der Seitenböschungen desselben.

Wie ein Bau angefangen wird, beschreibt Defontaine sehr ausführlich, es soll daher zunächst von der Art der Ausführung eines Faschinenbaues die Rede sein, wie sie am Oberrheine auf französischer Seite üblich ist; nachdem soll der in Norddeutschland gebräuchliche Bau der Faschinenwerke, wie ihn Oberbaurath Hagen beschreibt, mitgetheilt werden.

§. 201.

Bau mit schwimmenden Lagen oder mit Fundamenten nach Defontaine.

Wurzelausgrabung.

Um ein Faschinenwerk, welches auch seine Bestimmung und Form sei, zu beginnen, geht man von demjenigen Ufer des Flusses aus, an dem es errichtet werden soll. Man beginnt damit, in das Ufer eine Ausgrabung zu machen, die

man die Wurzel des Baues nennt. Diese Ausgrabung erhält 4—5 Mtr. Breite und 5—10 Mtr. Länge, je nach der Festigkeit des Bodens. Die Tiefe der Ausgrabung richtet sich nach dem Wasserstand.

Legen der ersten Fundamentlage.

Es werden im Voraus einige Faschinenpaare in Form des Andreaskreuzes zusammengelegt und die Faschinen durch ein Weidenband etwa an der Stelle des dritten Bundes festgehalten.

Erste Faschinenschicht. Fig. 468 und 468a. Man breitet das erste Faschinenpaar de, mr in der Richtung der Mitte der Ausgrabung auf das Wasser aus, indem man die Köpfe der Faschinen an dem Rande des Wassers gegen das Ufer stützt. Die Köpfe der Faschinen d und m sind ungefähr 2 Mtr. von einander entfernt. Von der ersten Bundstelle wird durch jede Faschine ein Heftpfahl in das Ufer geschlagen, so daß er noch 0·1 Mtr. hervorragt. An der Seite des auf diese Weise gehaltenen Faschinenpaares bringt man ein zweites Paar d′ e′, m′ r′ an und zwar so, daß die Faschinen des zweiten Paares nach aufwärts zu liegen kommen. Diese 4 Faschinen werden unmittelbar an der Stelle, wo sie aufeinander zu liegen kommen, durch Pfähle vereinigt, und ebenso mit dem Ufer, indem man zwei Pfähle, wie bei dem früheren Paare, vor die ersten Bundstellen schlägt. Ganz auf die nämliche Weise legt man auch das dritte Paar d″ e″, m″ r″; ist dieser Theil beendet, so schreitet man nach aufwärts, eine von der Strömung des Wassers bestimmte Richtung verfolgend, und legt eine siebente Faschine x, welche mit ihrem dicken Ende auf dem Ufer und mit ihrer dritten Bundstelle auf der bereits gelegten Faschine d″ e″ ruht.

Diese Faschine wird in ihrer Stellung durch 2 Pfähle gehalten, der erste ist vor die erste Bundstelle, der zweite an der Vereinigungsstelle derselben mit den Faschinen d″ e″, m″ r″ eingeschlagen. Es folgt nun, Fig. 469a, eine neue Faschine cn, deren Achse senkrecht auf der äußersten Kante der Ausgrabung steht, und welche sich auf die Vereinigungsstelle der Faschinen des dritten Paars mit der Faschine x stützt; ein Heftpfahl ist an diesem Kreuzungspunkt eingetrieben und ein anderer vor die erste Bundstelle in den Boden geschlagen.

Man legt nun eine weitere geneigte Faschine, welche so wie die mit x bezeichnete angeheftet wird, und indem man den Fluß aufwärts fortfährt, erhält man die erste gekreuzte Lage n und x, Fig. 469a.

Auf ganz ähnliche Weise verfährt man nach abwärts, bis man das Ufer erreicht hat.

Zweite Faschinenschicht. Auf dieses Lager legt man gegenüber der Mitte der Wurzel eine Faschine c′ n′ senkrecht auf die Richtung des Wassers; an diese reiht man weitere Faschinen auf- und abwärts, bis man das Ufer erreicht, und bildet somit eine neue schwimmende Lage von der Form eines abgestutzten Kegels, dessen Hälfte durch c′ n′ n′ dargestellt ist. Fig. 469a.

Jede Faschine dieser zweiten Schicht der ersten Fundamentlage ist durch einen Heftpfahl gehalten, der dieselbe vor der ersten Bundstelle durchbringt. Man ebnet schließlich die Faschinen der zweiten Schicht aus, indem man die Bänder aufhaut.

Flechtwerke der ersten Fundamentlage.

Man legt 4 Flechtbänder auf, das erste 0·5 Mtr. von den Stammenden der Faschinen, die übrigen in einem Abstande von 0·75 Mtr. von Mitte zu Mitte. Die Entfernung der Pfähle in einem Flechtbande ist 0·5 Mtr.; die Flechtbänder werden in der Weise dargestellt, daß man zuerst die Pfähle richtig einschlägt und sodann die Flechtwerkruthen um sie herum flicht, indem man Bündel davon abwechselnd nach rechts und links von einem Pfahl zum andern windet, und außerdem noch das Geflechte nach verticaler Richtung sich kreuzen läßt. Die Pfähle, welche anfänglich 0·7 Mtr. über die Faschinen hervorragen, werden, nachdem das Flechtwerk beendet ist, mit einem hölzernen Hammer so tief eingeschlagen, daß sie nur noch 3 oder 4 Centimtr. über das 0·16 Mtr. hohe Flechtwerk hervorstehen.

Die Fig. 468 und 469 zeigen die verschiedenen Stellungen, welche die beiden Faschinenschichten der ersten Fundamentlage im Aufrisse annehmen, und zwar in dem Augenblicke, wo die Lage unterzutauchen beginnt.

Zweite Fundamentlage. Auf die erste Fundamentlage folgt eine zweite, welcher die erste als Unterlager dient, indem sie sich, wie n′ z n′, Fig. 470a, zeigt, auf dem Wasser ausbreitet.

Erste Faschinenschicht. Man legt auf die erste Lage eine Faschine z, deren Achse parallel mit der Achse des Baues steht und deren Ende sich an das zweite Flechtwerk der ersten Fundamentlage stützt. Ein Heftpfahl vor die erste Bundstelle geschlagen, hält diese Faschine in ihrer Richtung. Eine zweite Faschine nach aufwärts gelegt, nimmt eine schräge Stellung an, und zwar so, daß ihr Ende zwischen das dritte und vierte Flechtwerk der ersten Fundamentlage zu liegen kommt; ein Pfahl vor dem ersten Bund und ein anderer an der Kreuzung beider Faschinen geschlagen, hält sie in ihrer geneigten Lage. Man legt nun eine dritte Faschine an die Seite der ersten und eine vierte an die Seite der zweiten, heftet sie wieder wie die ersten, und fährt nach auf- und abwärts so fort, wie dieß durch z z in Fig. 470a angedeutet ist.

Zweite Faschinenschicht. Nachdem man so fast die Ufer erreicht hat, beginnt man die zweite Faschinenschicht zu legen, wodurch alsdann wieder die zweite Fundamentlage beendet ist. Die zweite Schicht z′, deren Faschinen vor der ersten Bundstelle geheftet werden, stützt sich an das erste Flechtwerk der ersten Fundamentlage und endet bei y, beiläufig 2 Mtr. vor dem rechten und linken Ufer. Man hat somit eine zweite Decke wie bei der ersten Lage gebildet.

Stellung der ersten Fundamentlage.

Die erste Fundamentlage beginnt in Folge der Belastung sich um ihre Achse zu drehen, und nimmt dann die Stellung n′, Fig. 470, an. Man beschäftigt sich nunmehr mit Ebnung der Oberfläche der zweiten Fundamentlage, indem man die Bänder der Faschinen aufhaut und 4 Reihen Flechtwerke aufheftet, wie dieß aus der Fig. 470a ersichtlich ist.

Die Faschinen der beiden Fundamentlagen sind nun so gelegt und mit einander verbunden, daß sie ein schwimmendes System bilden, welches der Strömung einigen Widerstand entgegenzusetzen im Stande ist.

Dritte Fundamentlage. Die dritte Fundamentlage wird in der Weise ausgeführt, wie es durch z'' z''' z''' in der Fig. 471a angegeben ist.

Erste Faschinenschicht. Für dieselbe bilden die zwei bereits gelegten Lagen z' und n', Fig. 470, schon eine so feste Unterlage, daß man sie um ein Flechtwerk weiter vorrücken kann. Das Stammende der ersten geraden Faschine, mit welcher die dritte Lage beginnt und welche auf der Mitte der zweiten Lage ruht, wird sich an das dritte Flechtwerk, und die zweite geneigte Faschine, welche die erste kreuzt, außerhalb das letzte Flechtwerk stützen.

Zweite Faschinenschicht. Sind wieder auf dieselbe Weise alle Faschinen der ersten Schicht z'' z''' z''' abwechselnd gerade und wieder schräge gelegt, so beginnt man die zweite, indem man die Faschinen gerade so aufbringt, wie es bei der zweiten Schicht der zweiten Fundamentlage geschah, nämlich die erste Faschine normal gegen die Strömung auf die Mitte des Baues, die folgenden fächerartig auf- und abwärts gegen das Ufer hinziehend; nur muß man bei dieser Lage einige Meter von dem Ufer aufhören, damit die Dicke des Baues nicht zu groß wird und der Wassertiefe entspricht. Ueber die Wassertiefe wird man sich vor dem Aufbringen jeder Lage genaue Kenntniß verschaffen.

Stellung der verschiedenen Fundamentlagen unter einander.

Die dritte nun beendete Fundamentlage, sowie auch die beiden vorhergehenden, nehmen bei ihrem Untertauchen die in Fig. 471 bezeichneten Positionen ein. Die Masse des Baues ist nun schon ziemlich bedeutend, allein sie ist immer noch zu leicht, um der Strömung hinreichenden Widerstand entgegenzusetzen und muß daher durch eine weitere Faschinenlage verstärkt werden, die mit dem Ufer in Verbindung gebracht ist.

Die Fig. 472 zeigt diese Lage im Aufriß. Die Faschinen sind der Länge nach normal auf das Ufer gelegt und füllen die Wurzelausgrabung ihrer ganzen Breite nach aus. Die Köpfe der ersten Reihe stoßen an die hintere Wand der Wurzel; die zweite Reihe ist der ersten entgegengesetzt gelegt und etwas gegen das Wasser vorgerückt, so daß die Stammenden an die erste Schicht der zweiten Fundamentlage stoßen; die dritte Reihe schließt sich an die Köpfe der obersten Schicht der dritten Fundamentlage, und die vierte Reihe endlich an das zweite Flechtwerk der dritten Lage an. Zwölf Reihen von Flechtbänder halten diese Wurzellage. Das äußerste gegen den Fluß gelegte Flechtwerk dreht sich nach auf- und abwärts gegen das Ufer, um die Enden der übrigen zwischen diesem und der Wurzel gelegenen Flechtwerke zu schließen. Man belastet sofort einen Theil dieser Wurzellage mit Kies, doch nur so weit, daß die dritte Fundamentlage noch über Wasser bleibt. Fig. 472.

Vierte Fundamentlage. Die vierte Fundamentlage ist in den Fig. 473 und 473a durch v' v' v' bezeichnet; sie besteht weiter aus zwei Schichten, die folgendermaßen gelegt werden.

Erste Faschinenschicht. Man legt eine Reihe von Faschinen, die gegen die Strömung geneigt sind und mit ihren Enden zwischen das dritte und vierte Flechtwerk der letzten Lage stoßen; alsdann kommt eine zweite Reihe Faschinen die

ersten kreuzend ungefähr normal gegen die Strömung; diese letztern stemmen sich mit ihren Sturzenden gegen das Ende der Wurzellage.

Zweite Faschinenschicht. Diese wird wieder eben so gelegt, wie die zweite Schicht der dritten Fundamentlage, nur stützen sich die Faschinen gegen das erste Flechtwerk der Wurzellage und reichen auf- und abwärts bis auf 3 Mtr. gegen das Ufer. Nachdem die Oberfläche der zweiten Faschinenschicht ausgeglichen ist, werden vier Reihen Flechtwerke aufgeheftet und somit die vierte Fundamentlage v′v′v′ geschlossen.

Gewöhnliche Lage.

Ist der Bau so weit vorgerückt, so erstreckt er sich schon 6 Mtr. in den Fluß hinein, ist aber noch wenig mit dem Ufer befestigt und auch wenig mit Beschwerungsmaterial bedeckt. Man muß daher dem Baue eine gewöhnliche Lage geben; Fig. 473a. Diese gewöhnliche Lage xsx′s′ erstreckt sich von dem ersten Flechtwerk außerhalb der Wurzel bis an das zweite Flechtwerk der vierten Fundamentlage. Die Faschinen, welche sie bilden, sind enge aneinander anschließend und beinahe parallel zur Strömung gelegt, nach aufwärts stoßen die Enden gegen die Linie sx, nach abwärts gegen die Linie s′ x′.

Nach vollständiger Eintauchung bilden die äußersten Faschinen st und s′t′ die Grundlinie der Seitenböschungen und sx, s′ x′ die Schnittlinien derselben mit dem Ufer.

Flechtwerke auf der gewöhnlichen Lage.

Vier Reihen Flechtwerke befinden sich auf den Seitenböschungen xst und x′s′t′; sie sind senkrecht auf die Faschinen gerichtet. Acht weitere Reihen sind auf dem mittlern Theile der Lage parallel mit der Längenachse des Baues befestigt, und reichen bis an die Wurzel. Die Beschwerung mit Kies geht bis an das zweite Flechtwerk der vierten Fundamentlage.

Die Fig. 473 zeigt den Bau in dieser Periode. Die vier Fundamentlagen sind mit n′ z′ z‴ v′ bezeichnet. Das Faschinat liegt auf etwa $^2/_3$ seiner Länge auf der Uferböschung, ohne daß die vierte Fundamentlage in das Wasser eintaucht. Dadurch, daß die Pfähle der ersten Fundamentlage in den Boden gedrungen sind, hat der Bau schon eine so feste Lage, daß er vollkommen der Strömung widersteht.

Indem man nun in beschriebener Weise mit dem Baue fortfährt, und dabei nach jedesmaliger Sondirung am Umfange einer gelegten Lage die Form der neuen Lage bestimmt, sodann die gewöhnliche Faschinenlage entsprechend verlängert, erhält man einen in das Wasser greifenden Damm oder eine Buhne, deren Zweck im Wasserbau näher angegeben wird.

§. 202.

Faschinenbau mit schwimmenden Lagen, in Norddeutschland gebräuchlich.

Die Fig. 462, 463, 464 stellen den Bau einer Lage in verschiedenen Perioden dar, und die Ausdehnung der im Bau begriffenen, sowie der nächst vorhergehenden Lage ist in diesen Figuren übereinstimmend durch punktirte Linien angedeutet.

Die vorhergehende Lage ist, wie Fig. 462 zeigt, nicht nur im Faschinenwerke vollständig beendigt, sondern auch mit Beschwerungsmaterial überdeckt. Dasselbe ist jedoch im äußern Theile, wo die Lage noch schwimmen soll, nur in geringer Masse aufgebracht, woher es hier die Wurst doch nicht bedeckt. Auf dem hintern Theile der Lage sind dagegen die Würste bereits überschüttet, und im Anschlusse an das schon festliegende Werk ist ein hoher Haufen Beschwerungsmaterial aufgestellt, der einerseits die vollständige Compression hier bewirken, andererseits auch die Gelegenheit bieten soll, die Beschwerung der neuen Lage möglichst rasch vornehmen zu können.

Alle einzelnen Faschinen werden parallel nebeneinander gelegt, so daß die Wipfelenden nach außen gekehrt sind. Es kommt zunächst darauf an, die neue Lage weiter in den Strom zu treiben, ohne daß man die vorhergehende zu sehr belastet, da diese sonst fortsinken würde. Man stellt daher zuerst die sogenannte Ausschußlage oder Vorlage dar, das heißt denjenigen Theil, in welchem jede folgende Faschinenreihe über die vorhergehende heraustritt. Auf der stromaufwärts gekehrten Ecke wird die erste Faschine ausgeworfen, und an diese schließen sich die folgenden an, so daß die äußere Seite der vorhergehenden Lage mit Einschluß der beiden Ecken mit einer Faschinenreihe überdeckt wird, deren Anfang Fig. 122 zeigt. Diese Reihe springt in den Ecken nur wenig über die vorhergehende Lage vor, wohl aber geschieht dieß an der vordern Seite, und man kann sie unter günstigen Umständen bis zur halben Faschinenlänge eintreten lassen.

Es kommt darauf an, durch die verschiedenen übereinander greifenden Faschinenreihen die Ausschußlage in der bestimmten Form darzustellen; dabei ist jedoch auf die Wipfelenden der Faschinen nicht Rücksicht zu nehmen, weil diese zu wenig Masse haben. Die Bildung der scharfen Ecken ist gleichfalls unnöthig, wodurch der gehörige Schluß zwischen den einzelnen Faschinen aufgehoben würde. Indem man es aber vermeiden muß, die äußern Faschinen parallel zur Seite der Lage auszuwerfen, weil sie in diesem Falle nicht gehörig befestigt werden könnten, so ist es Regel, dieselben immer ungefähr normal gegen die Kurve zu legen, welche die ganze Reihe begränzt. Auf diese Weise steckt jede Faschine mit dem Stammende, wo ihr Querschnitt am größten ist, im Innern des Werkes, und es ist sonach unmöglich, daß sie herausgerissen werden kann.

Die einzelnen Faschinen müssen nicht nur recht regelmäßig in geschlossener Reihe ausgeworfen werden, sondern die Arbeit muß auch möglichst schnell erfolgen, da bei der zunehmenden Belastung die schwimmende Lage zu sinken anfängt. Zum Beischaffen der Faschinen muß daher die gehörige Anzahl von Arbeitern angestellt werden. Man stellt zuweilen die Arbeiter reihenweise auf, und läßt einen dem andern jede Faschine zureichen. Weit zweckmäßiger ist es übrigens, wenn jeder Arbeiter eine Faschine von dem Haufen entnimmt und dieselbe auf der Schulter dem Faschinenleger bringt.

Der Faschinenleger steht jedesmal an der Stelle, wo die nächstfolgende Faschine verlegt werden soll. Der Arbeiter stellt sie dicht vor denselben hin, er erfaßt sie mit beiden Händen und wirft sie an ihre Stelle. Hat er gehörige Uebung, so fällt die Faschine sogleich in die passende Lage, so daß gar kein weiteres Zurechtlegen erforderlich ist.

Ein gar zu ängstliches Verlegen ist indessen ohne allen Nutzen, und es schadet nichts, wenn auch die Faschinen bis auf etwa 0·18 Mtr. gegeneinander verschoben sind.

Das bisher Gesagte bezog sich auf das Auswerfen der Faschinen in der ersten Reihe der Ausschußlage. Nachdem diese beendigt ist, wird in gleicher Weise die zweite und alle folgenden Reihen behandelt, von denen eine jede auf der vordern Seite vor der frühern etwas vortritt, bis man die beabsichtigte Ausdehnung der ganzen Vorlage erreicht hat. Die Ausschußlage besteht nach Umständen aus zwei bis sechs und zuweilen noch mehr Faschinenreihen. Fig. 463 zeigt die fertige Ausschußlage, aus drei Reihen bestehend, in der Ansicht von oben, und Fig. 465 im Längenschnitte.

Nachdem die Ausschußlage beendigt ist, geht man sogleich zur **Rücklage** über, die diesen Namen von der Art ihrer Zusammensetzung erhalten hat. Man wirft nämlich zuerst die äußere Faschinenreihe aus und geht nach und nach zurück. Die Richtung der einzelnen Faschinen, sowie auch die Anordnung der ganzen Reihen stimmt dabei genau mit denen der Vorschußlage überein. Durch das Zurückziehen der Reihen werden aber immer die Stammenden der vorhergehenden überdeckt, woher man in der fertigen Rücklage nicht diese, sondern nur die Wipfelenden der Faschinen sieht, und bei sorgfältiger Arbeit muß die ganze Strauchfläche ziemlich eben sein und keine Unregelmäßigkeiten an einzelnen Stellen bemerken lassen. Die Darstellung der Rücklagen ist mit keinen Schwierigkeiten verbunden, weil die einzelnen Faschinen immer auf der darunter befindlichen Lage ganz sicher aufliegen; sollte letztere stellenweise etwas sinken, so bilden die Würste und die Köpfe der Pfähle so viele Unebenheiten in ihrer Oberfläche, daß ein Forttreiben der fertigen Vorlage durch übertretendes Wasser nicht leicht erfolgen kann. Aus diesem Grunde muß der Faschinenleger beim Auswerfen der Faschinen zur Rücklage mit aller Aufmerksamkeit dafür sorgen, daß die ganze Lage die gehörige Ausdehnung und in allen Theilen die erforderliche Dicke erhält. Sollte bei der Vorlage in dieser Beziehung ein Fehler begangen sein, so läßt sich derselbe bei der Rücklage immer leicht verbessern. Es darf kaum erwähnt werden, daß man die größere Stärke der Lage dadurch hervorbringt, daß die einzelnen Reihen nur wenig gegeneinander zurücktreten, während durch das entgegengesetzte Verfahren eine geringere Dicke dargestellt wird. Fig. 466 zeigt den Anfang der Rücklage im Längendurchschnitt, und die untere Hälfte von Fig. 464 denselben in der Ansicht von oben.

In der Rücklage pflegt man die Bänder der Faschinen aufzuhauen und die Reiser gleichförmig auszubreiten. Sobald die letzte Faschinenreihe den festen Theil des Werkes oder den aufgesetzten Kieshaufen erreicht, so kommt es darauf an, die Lage in ihren Theilen zu verbinden, damit sie das Senkmaterial tragen und als zusammenhängende Masse herabsinken kann, ohne sich aufzulösen. Diese Verbindung geschieht durch Uebernageln der **Würste**. Man pflegt zuweilen, wenn es die Strömung erfordert, die Ausschußlage, auch wohl einzelne Theile derselben, schon in dieser Art an die vorhergehende Lage zu befestigen, indem einzelne kurze Würste oder sogenannte Anker schräge übergeworfen und mit Heftpfählen an beide Theile genagelt werden; man verhindert dadurch, daß die Ausschußlage vom

Strome zerrissen oder im Ganzen fortgetrieben wird. Die Würste müssen daher in diesem Falle nicht parallel zur Längenrichtung des ganzen Werkes, sondern schräge dagegen gelegt werden, so daß sie auf der obern Ecke der fertigen Lage befestigt sind, und sich stromabwärts über den Ausschuß hinziehen. Man erreicht bei dieser schrägen Richtung noch den Vortheil, daß die Würste eine große Zahl von Faschinen in jeder Reihe treffen und daher eine weit kräftigere Verbindung bewirken. Bei großer Breite der Ausschußlage wirft man auch mehrere Würste aus, die alsdann sämmtlich in schräger Richtung parallel zu einander laufen.

Auf der fertigen Rücklage ist das Auflegen der Würste oder Flechtbänder nothwendig. Man bringt zuerst die Randwürste auf, d. h. man legt möglichst nahe am Rande der neuen Lage zwei Würste nebeneinander, die also die ganze Lage umgeben und bis zum festen Theile des Werkes reichen. Sollten die Würste nicht lang genug sein, so müssen sie gestoßen werden. In jedem Stoße schießen beide Enden etwa 1 Mtr. aneinander vorbei und werden mit einigen starken Bindweiden zusammengebunden. Nun werden in Abständen von 0·6 Mtr. die Heftpfähle durch die Würste geschlagen, indem man dabei nach früherer Anleitung verfährt.

Parallel zu den Randwürsten werden andere Würste in gleicher Weise gelegt, die unter sich 0·6—0·9 Mtr. voneinander entfernt sind, sich aber rückwärts einander nähern, damit sie sämmtlich an den festen Theil des Werkes angeschlossen werden können. Die obere Hälfte von Fig. 464 zeigt diese Anordnung.

Zur Vervollständigung der Lage gehört endlich noch das Aufbringen des Beschwerungsmaterials. Die ganze Lage wird bis zu den Randwürsten beschüttet, jedoch nur so hoch, daß sie nicht vollständig fortsinkt, sondern noch immer über dem Wasser bleibt. Es ist deßhalb zweckmäßig, daß man die neue Lage zuerst an ihrem hintern Theile, wo sie sich an den festen Körper anschließt, beschwert und von hier aus nach und nach und zwar mit schwächerer Beschüttung zum vordern Theil übergeht.

Um ein zu starkes Herabsinken der Lage während der Zwischenzeit bis zur Fortsetzung des Baues zu verhindern, ist es sehr wichtig, schon beim Aufbringen des Kieses das Wasser zwischen die Reiser treten zu lassen und die Luft daraus herauszutreiben. Man erreicht dieses am sichersten durch starke Erschütterung. Im schwimmenden Theile der Lage tritt eine solche schon beim Gehen der Arbeiter und Auffarren des Kieses ein, in dem andern Theile derselben, wo bis zum Strombette herab mehrere Lagen aufeinander ruhen, bedient man sich am besten einer Handramme.

Wenn das Beschwerungsmaterial aufgebracht ist, so wird der Anschluß an den fertigen Theil des Werkes noch besonders beschwert, und man bildet hier wieder einen neuen Kieshaufen, der die vollständige Compression bewirkt und für die folgende Lage zum Theil das Material zur Belastung liefert.

Mit dem Bau der einzelnen Lagen wird in der angegebenen Art so lange fortgefahren, bis der festliegende Theil oder die Drehungsachse der Lage mit Rücksicht auf den Wasserstand zur Zeit des Baues entweder in den Kopf der Buhne, d. h. in die Uferlinie, oder außerhalb derselben in die Kopfdossirung der Buhne

fällt. Alsdann ist der untere Theil des Werkes, den man in schwimmenden Lagen ausführen muß, beendigt und man schreitet nach Versenkung der letzten Lage zur Erhöhung des Baues bis zur Kronenebene.

Diese Erhöhung wird mit gewöhnlichen Faschinenlagen bewerkstelligt; es wechseln Faschinen- und Erdlagen ab und zwar werden erstere quer über die Krone gelegt und die Würste parallel zur Achse des Baues aufgeheftet. Das Eindringen des Beschwerungsmaterials befördert man hier durch starkes Abrammen.

Sollte sich an irgend einem Theile des Baues eine starke Senkung zeigen, so muß man vor Aufbringung der letzten Lage neue Faschinenlagen aufbringen und dadurch die Ausgleichung der Krone bewirken.

In dem Bisherigen wurde gezeigt, welches das Verfahren ist, wenn während der Arbeit keine besondere Hindernisse eintreten und die Strömung des Wassers nicht sehr bedeutend ist.

Manche Schwierigkeiten werden dadurch herbeigeführt, daß man den einzelnen Faschinenlagen nicht ihre gehörige Form gibt und diese lassen sich vermeiden, wenn der Bau nach den vorgeschriebenen Regeln ausgeführt wird.

Für den Fall einer starken Strömung aber müssen gewisse Mittel in Anwendung gebracht werden, um das Fortreißen der äußersten Faschine der Vorlage zu verhindern. Zunächst muß man hier die Vorsicht gebrauchen, daß man an der vordern Ecke, woselbst die Gefahr immer am größten zu sein pflegt, unbelaubte trockene Faschinen auslegt, die einestheils das Wasser weniger aufhalten und daher einen schwächeren Druck erfahren, anderntheils aber wegen des geringern spezifischen Gewichts auch nicht so leicht herabgezogen werden.

Sodann hat man zuweilen den Gebrauch, an den Stellen, wo der Angriff am stärksten ist, recht feste und gut gebundene Faschinen anzuwenden und jede derselben mit zwei Pfählen an die vorhergehende Lage festzunageln.

Ein anderes Mittel, welches man zuweilen anwendet, besteht darin, daß man ein Stück Wurst über den bereits dargestellten Theil der Reihe wirft und das vordere Ende desselben festnagelt. Die Wurst an sich würde wenig an den darüber geworfenen Faschinen haften, man versieht daher ihr schwimmendes Ende mit kreuzweise eingesteckten Pfählen, an welche sich die Faschinen anlegen. Fig. 467. Hierdurch wird das unmittelbare Aufliegen und Ineinandergreifen der Faschinen verhindert, und es ist daher nicht rathsam, ohne Noth von diesem Mittel Gebrauch zu machen.

Ein besseres Mittel ist das folgende, wobei man recht feste Faschinen paarweise zusammenbindet, so daß eine kreuzförmige Verbindung entsteht. Mit dem Verlegen wird wieder an der stromaufwärts gekehrten Ecke der schwimmenden Lage der Anfang gemacht, und jedes einzelne Faschinenpaar wird mit dem einen Sturzende gegen die Randwurst gestützt und mit dem andern auf derselben festgenagelt. Dieß Verfahren stimmt mit dem von Defontaine angewendeten überein; nur hat dieser für gewöhnlich die Fundamentlagen mit solchen gekreuzten Faschinen dargestellt und hierdurch dieselben wohl gegen eine starke Strömung sicher gestellt, allein sein Verfahren hat im Allgemeinen den Nachtheil, daß große hohle Räume im Bau bleiben, die sich nicht leicht ausfüllen lassen und erst durch sehr starke Beschwerung verschwinden.

Endlich hat man noch zu demselben Zwecke einen sogenannten Schwimmbaum angewendet, welcher unter den schwierigsten Verhältnissen vollkommene Sicherheit gewährt. Ein Stück Rundholz, welches so lang ist, daß es die ganze Breite der Lage überspannt, befestigt man mittelst eines Taues an das Ufer oder an einen Anker, so daß es in geringem Abstande vor der bereits fertigen Lage schwimmt. Die ausgeworfenen Faschinen ruhen mit ihren Wipfelenden auf dem Schwimmbaum und werden somit in ihrer Lage gehalten; man kann also eine lange Vorlage ohne Schwierigkeiten ausführen.

§. 203.

Uferdeckungen.

Die Ausführung der Uferdeckungen, und zwar eben sowohl wenn dieselben vom Ufer getrennt sind, als wenn sie unmittelbar davor liegen, stimmt genau mit der der Buhnen überein. Dabei ist nur zu bemerken, daß man bei solchen Uferdeckungen an dem stromaufwärtsgekehrten Ende den Anfang macht, wodurch der Bau sehr erleichtert wird, indem man die Faschinen nicht gegen den Strom auswirft, sondern mit demselben.

§. 204.

Sicherung der Faschinenbauwerke.

Die Faschinenbauten sind wie alle Wasserbauten vielfachen Beschädigungen ausgesetzt und ihre Dauer ist nicht groß, wenn nicht Sicherungsmittel angewendet werden, wodurch sie dem Angriffe des Stromes entzogen werden. Diese Sicherung besteht theils in einer äußern Schutzdecke, theils aber auch in einer besondern Verstärkung des Baues an denjenigen Stellen, wo die Beschädigungen am nachtheiligsten sind.

Sehr gefährlich ist ein Angriff der Strömung auf den Anschluß des Baues an das Ufer, indem dieser leicht einen Durchbruch daselbst veranlassen kann, wodurch alsdann der Bau nicht nur ganz zwecklos, sondern sogar höchst schädlich wird. Wie dieser Anschluß bewirkt wird, ist schon in dem §. 201 näher auseinandergesetzt worden. Eine Hauptsache bleibt es immer, die Wurzel weit in das Ufer hineingreifen zu lassen, damit das Wasser einen möglichst langen Weg verfolgen muß, um das Werk zu umgehen. Unter dem Faschinenkörper selbst hat man deßhalb keinen Durchfluß zu besorgen, weil die Höhlungen, die sich hier bilden, bei der Biegsamkeit und starken Belastung des Werkes sogleich wieder gesperrt werden. Die Länge der Wurzelausgrabung ist von der Länge der Buhne und der Festigkeit des Bodens abhängig und beträgt wenigstens 5 bis 6 Mtr., bei größern Strömen oft 10 bis 15 Mtr. Nach Defontaine wird die Wurzellage erst gelegt, wenn das 3. Fundament beendet ist; an andern Orten und insbesondere in Norddeutschland pflegt man mit dem Legen der Faschinen in die Wurzelausgrabung den Anfang zu machen, und es scheint auch dieses Verfahren am geeignetsten. Man beginnt nämlich das Auswerfen der Faschinen am hintern Ende der Ausgrabung in ähnlicher Weise, als wenn man eine Ausschußlage bilden wollte; alle Faschinen werden parallel zur Länge des Werkes gelegt,

und die Stammenden sind dabei immer nach dem höhern Ufer gekehrt. Die einzelnen Reihen der Faschinen greifen weit übereinander, um bei der geringen Anzahl der Reihen eine möglichst gute Verbindung hervorzubringen. Hat man so das äußere Ende der Wurzel erreicht, so muß nach Maßgabe der größern Tiefe sogleich eine Verbreitung der Vorlage erfolgen, und der hier beginnende Theil des Baues ist nach den Regeln §. 201. 202. auszuführen. Ist die Vorlage, die in der Regel eine Pülvlage sein wird, fertig, so wird die Rücklage wieder ebenso wie früher beschrieben gemacht. Sobald man aber in die Wurzel zurückgekommen ist, werden die Faschinen wieder parallel gelegt.

Die Rücklage wird bis an das Ende der Wurzel forgesetzt und erhält eine dem Längengefälle der Krone entsprechende Höhe, wobei aber dafür zu sorgen ist, daß auch die zweite Lage noch zum Theil in die Wurzel eingreift.

Die Würste werden auf den schwimmenden Theil der ersten Lage ganz in derselben Art, wie bei den folgenden aufgenagelt und reichen sämmtlich in den Einschnitt hinein, wobei man sie aber schräge richtet, damit sie die Faschinen kreuzen.

Sollte die Wassertiefe unmittelbar vor dem Ufer sehr groß sein, so daß selbst mit Pülvlagen keine flache Neigung hervorgebracht wird, so hilft man sich dadurch, daß man vor dem Beginne des Faschinenbaues vor dem Ufer, und zwar parallel zu demselben, Senkfaschinen herabläßt.

Ober- und unterhalb der Wurzel wird die Uferböschung noch auf 5 bis 10 Mtr. mit Faschinen bekleidet.

Ein ebenfalls gefährlicher Theil des Baues, und besonders einer Buhne, ist der **Kopf** derselben, da dieser einem heftigen Angriffe durch den Strom ausgesetzt ist; es bildet sich leicht eine Vertiefung vor demselben, in welche er nach und nach herabsinkt. Hier bleibt nichts anderes übrig, als den Kopf mit größern Steinen zu überdecken. Zu diesem Zwecke ist es nützlich, zwischen die Würste der letzten Lage noch einige Flechtwerke zu stellen, sodann etwas Kies aufzubringen, und endlich durch das Einwerfen von Bruchsteinen die Versenkung des Baues vollständig zu bewerkstelligen. Die Stärke der Steinschüttung muß 0·3 bis 0·6 Mtr. betragen.

Weniger gefährdet wie der Kopf einer Buhne sind die **Seitenbossirungen** derselben; man bewirkt sie daher nur in der Nähe des Kopfes mit Steinen. Bildet aber das Faschinenwerk einen Streichbau, dann ist die äußere Seitenbossirung an ihrem Fuße sehr gefährdet, und man pflegt daher der ganzen Länge nach denselben durch Senkfaschinen zu decken.

Auch die **Krone** des Faschinenwerkes ist Beschädigungen ausgesetzt und muß daher geschützt werden. Man wählt in der Regel eine Steindecke, und zwar ist es gut dabei, die Steine dicht nebeneinander auf ihre hohe Kante zu stellen und etwas festzurammen, damit sie der Strömung gehörigen Widerstand entgegensetzen. Häufig gibt man auch der Steindecke dadurch eine größere Haltbarkeit, daß man Weidenstrauch dazwischen pflanzt. Es geschieht dieß auf verschiedene Arten, entweder pflanzt man zuerst den Strauch und bringt alsdann die Steine auf, oder man stößt in der fertigen Steindecke an einzelnen Stellen, wo die Fu-

gen weit genug sind, mit dem Pflanzeisen Löcher ein, und pflanzt in dieselben die Stecklinge.

In Fällen, wo die Steine sehr theuer sind, wird die Krone ausschließlich durch Weidenpflanzung geschützt. Die Weiden dürfen aber keine zu große Höhe erreichen, sondern müssen vor jedem Hochwasser abgetrieben werden.

Die zum Auswachsen bestimmte Strauchdecke erhält, wenn kein starker Angriff zu erwarten steht, keinen weitern Schutz, als daß sie wie die andern Lagen mit Würsten benagelt wird, und man nennt sie alsdann Spreutlage.

Wenn dagegen zu besorgen ist, daß durch den Strom oder das Eis die Würste weggerissen werden könnten, so bringt man die Pflanzenreiser in der Art auf, daß die Wipfelenden, die jedesmal stromabwärts gekehrt sind, die äußere Decke bilden, wodurch eine Art Rauhwehre entsteht.

Die Rauhwehren werden auch bei Uferdeckwerken und Abschließungen in Anwendung gebracht; in neuerer Zeit sind sie beim Rheinbaue sehr gebräuchlich, um die Kiesdämme an ihren Seitenbossirungen zu bedecken und sie dem Angriffe der Strömung zu entziehen. Hierbei legt man die Faschinen in einem lichten Abstande von 0·3—0·6 Mtr. normal gegen die Länge des Baues auf die Dossirung, schneidet ihre Bänder auf und vertheilt die Reiser recht gleichmäßig, so daß die Strauchlage durchgehends eine Stärke von 0·15 Mtr. erhält. Die Stammenden der Faschinen stehen alle an dem Fuße der Dossirung in einem kleinen Graben. Ist die Breite der Dossirung größer als die Länge einer Faschine, so werden mehrere Faschinenreihen untereinander gelegt und zwar so, daß die Wipfelenden einer Lage die Stammenden der andern überdecken.

Ist dieses geschehen, so legt man in gleichen Abständen von 0·6—0·9 Mtr. Würste oder Flechtbänder auf, jedoch nicht parallel mit der Strömung oder mit der Achse des Baues, sondern vom Fuße der Dossirung schräge stromabwärts aufsteigend. Die Räume zwischen den Würsten werden endlich mit Kies, oder wenn Steine billig sind, mit Bruchsteinen ausgefüllt.

Liegt der Bau parallel mit der Strömung und soll die Dossirung vor Abbruch geschützt werden, so ist es zweckmäßiger, die Faschinen ungefähr in die Richtung des Stromes zu legen, die Würste werden dabei ebenfalls schräge gegen das Ufer aufgenagelt, indem sie hierdurch eine größere Länge erhalten, als wenn sie normal auf die Strömung geführt würden.

§. 205.

Sicherung der Flußsohle.

Sowohl während des Baues oder später nach Vollendung desselben kann eine Vertiefung der Sohle eintreten, indem die Strömung sich in Folge der Einengung des Flußbettes vergrößert; diese Vertiefung wird insbesondere bei Abschließungen, wo von beiden Seiten des Stromes zu gleicher Zeit gegen die Mitte gebaut wird, sehr bedeutend, und verursacht ungewöhnlich große Kosten, wenn nicht gewisse Anordnungen zum Schutze der Sohle getroffen werden. Auch die Vertiefungen an schon hergestellten Bauwerken haben bedeutende Nachtheile, insofern durch sie nicht allein Unregelmäßigkeiten im Stromlaufe erzeugt werden,

sondern außerdem die Werke selbst in Gefahr kommen, abzubrechen und am Ende ganz zu versinken.

Was die Anordnungen betrifft, die man treffen muß, um unter ungünstigen Verhältnissen einer Vertiefung während des Baues vorzubeugen, so haben diese den Zweck, den Theil der Flußsohle sicher zu stellen, welcher die Basis des Baues bilden soll.

Die Befestigung der Sohle kann auf verschiedene Arten erzielt werden, entweder durch eine Ueberdeckung derselben mit Steinen, oder durch eine durchlaufende Strauchbettung, oder endlich durch eine Lage von Senkfaschinen oder Senkstücken.

Eine Steinlage kann wegen der Kostbarkeit des Steinmaterials nur eine geringe Stärke erhalten und würde deshalb nur auf festem Boden die gehörige Sicherheit darbieten, denn auf einem beweglichen Flußbette dringt das Wasser durch die freien Zwischenräume leicht hindurch, spült den Sand oder die Erde dazwischen und darunter fort und bewirkt so ein Einsinken der Steine. Will man dieses verhindern, so kann es nur dadurch geschehen, daß man zuerst mittelst einer geschlossenen Reihe von Senklagen eine Strauchbettung darstellt und hierauf die Steine legt.

Die Fig. 493 zeigt eine solche Strauchbettung im Profile des Uferdeckwerkes, und zwar ist dabei angenommen, daß dieselbe hauptsächlich nur die Vertiefung während des Baues verhindern soll, woher sie sich unter der ganzen Basis des Werkes fortzieht.

Die Senklagen müssen dabei die früher im §. 196. angegebene Construction haben und werden an eingeschlagenen Pfählen versenkt. Man stellt sie übrigens auch auf andere Weise dar, nämlich auf dem Wasser schwimmend und nahe übereinstimmend mit den gewöhnlichen Faschinenlagen, so daß sie sich von diesen nur durch ihre bedeutende Länge unterscheiden. Hat man z. B. die Ausführung einer Senklage für ein Uferdeckwerk oder Parallelwerk zu machen, so beginnt man den Bau am obern Ende und wirft eine Reihe Faschinen nach der andern aus, die jedesmal so weit vortreten, daß nur eben diejenige Dicke dargestellt wird, welche zum Zutragen und Auswerfen der Faschinen nöthig ist. Sobald einige Ausschußlagen geworfen sind, werden zur Befestigung derselben einige Würste darüber genagelt. Ist man so weit vorgegangen, daß ein Theil schon versenkt werden kann, so beginnt man den Bau der Rücklage, doch so weit von dem äußern Ende der Ausschußlage entfernt, daß dieselbe ohne Unterbrechung später fortgesetzt werden kann. Die Rücklage führt man bis zum Ufer zurück und bringt die Würste in derselben Weise auf, wie bei den gewöhnlichen Faschinenlagen; die Versenkung, wobei man in der Regel Bruchsteine anwendet, beginnt am Ufer, und man geht damit so weit, daß der äußere Theil der fertigen Lage noch sicher auf eine Länge von 6 Mtr. auf dem Wasser schwimmt. Zur Unterstützung der schwimmenden Vorlage kann man sich eines Schwimmbaumes oder auch eines vor Anker liegenden Kahnes bedienen.

Wenn ein besonders starker Strom durchschnitten werden soll, genügen die Senklagen nicht mehr, und man ist alsdann gezwungen, statt derselben eine Reihe

von Senkfaschinen oder Senkstücken anzuwenden. Wie diese Senkstücke versenkt werden, wurde schon in dem Frühern angegeben, es ist nur zu bemerken, daß die Senkfaschinen immer parallel mit der Strömung eingeworfen werden müssen.

Wenn die Senklage den Zweck hat, eine spätere Vertiefung neben dem Werke zu verhindern, so muß sie so weit vortreten, daß sie die größte zu erwartende Tiefe noch etwa mit zweifacher Anlage erreichen kann. Wie groß diese Vertiefung ist, läßt sich bei Strömen, deren Regulirung man bereits seit längerer Zeit begonnen hat, ziemlich sicher beurtheilen. Man wird aber die Senklagen nur vor oder neben den Köpfen der Buhnen und neben den Parallel- oder Streichwerken anbringen, wenn dieselben in scharfen Concaven liegen.

Eine Vertiefung der Sohle an einem fertigen Werke wird im Allgemeinen mehr durch Steinschüttungen oder Steinwürfe, und, wo das Steinmaterial zu theuer ist, durch das Einwerfen von Senkfaschinen zu verhindern gesucht, wie durch Senklagen, indem letztere bei Buhnen nicht in der nöthigen Ausdehnung und bei Parallelwerken in starker Strömung nur mit Mühe dargestellt werden können.

Eigentliche Senkkörbe, deren Construction aus dem Frühern bekannt ist, kommen hierbei selten vor; sie werden hauptsächlich angewendet, um Vertiefungen, welche sich während dem Baue bilden, auszufüllen. So hat Defontaine am Oberrhein bei Abschließungen Kolke von 18—20 Mtr. Tiefe mit Senkkörben ausgelegt, um den Faschinenbau zum Schlusse bringen zu können.

§. 206.
Materialbedarf.

Da der Bau eines Faschinenwerkes gewöhnlich sehr beschleunigt werden muß, um den Hochwassern möglichst zu entgehen, so ist es Regel, denselben nicht früher anzufangen, als bis die Faschinen, welche man dazu braucht, wie auch die Pfähle, Bandweiden und dergleichen schon auf der Baustelle vorhanden sind. Uberhaupt müssen auf dieser alle nöthige Werkzeuge und Geräthe, wie: Aexte, Beile, Faschinenmesser, Schaufeln und Spaten, Schlegel, Schubkarren, Laufdielen, Tracirleinen, Maßstäbe, Seile und Ketten, Bootshacken, Nachen in hinreichender Zahl vorräthig sein, und es muß zur Unterbringung dieser Geräthe sowie zum Schutz der Arbeiter eine Bauhütte aufgeschlagen werden.

Bei der Bestimmung des Materialbedarfs muß auch auf eine etwaige Vertiefung der Sohle während des Baues Rücksicht genommen werden. Diese Vertiefung kann verschieden ausfallen, sie wird aber jedenfalls sehr vermindert, wenn man die Sohle durch eine Strauch- oder Senkfaschinenlage bedeckt.

Die Ermittlung der nöthigen Materialien erfordert zunächst die Kenntniß des kubischen Inhaltes des Faschinenwerkes. Behufs der Berechnung des kubischen Inhaltes wird man die nöthigen Tiefenmessungen vornehmen müssen, und es genügt in der Regel mit einem Längenprofil und mehreren Querprofilen.

Dieselben Formeln, welche im Erdbau angegeben wurden, können auch hier Anwendung finden.

Nach Defontaine sind für 100 Kubikmeter gewöhnlichen Faschinenbau erforderlich:
350 Ordonnanzfaschinen à 4·5 Mtr. Länge;
70 Bund Heftpfähle per Bd. zu 10 Stück;
70 „ Flechtbänder „ „ „ 25 „
35 Kubikmeter gewöhnlicher Kies; Preis eines Kubikmeters, Material und Arbeit 1·434 Francs.

Nach Hagen sind für eine rheinländische Kubikruthe Faschinenbau erforderlich:
8 bis 10 Schock Faschinen von 10 Fuß Länge;
350 laufende Fuß Würste, und wenn häufig Pülvlagen angewendet werden, 500 laufende Fuß.

Aus der Gesammtlänge der Würste ergibt sich leicht die Anzahl Flechtgerten oder Bindweiden; sodann
6 Schock Heftpfähle;
4 bis 5 Schachtruthen Beschwerungsmaterial.

Das Material für eine Senkfaschine gibt Defontaine wie folgt:
7 Faschinen;
0·5 Bund Flechtbänder à 25 Stück per Bd.
0·6 Kubikmeter Kies (grob);
Preis einer Senkfaschine 3·63 Fr. *)
Für einen Senkkorb von konischer Form (3 Mtr. lang, 0·6 Mtr. Durchmesser in der Mitte):
0·5 Kubikmeter Kies;
0·5 Bund Flechtbänder;
3 „ Flechtweiden von 1·5 Mtr. Länge, per Bd. zu 100 Stück;
10 Stangen von 3 Mtr. Länge und 0·05 Mtr. Stärke;
2 Pfähle;
Preis eines konischen Senkkorbs 2·469 Fr.

Für einen Senkkorb von rechteckig prismatischer Form (2 Mtr. lang, 1 Mtr. breit, 0·6 Mtr. hoch):
1·2 Kubikmeter grober Kies;
4 starke Stangen;
1 Bund Flechtbänder;
11 „ Flechtweiden;
1 „ Bindweiden;
Preis 7·026 Fr.

Für einen Senkkorb von dreiseitig prismatischer Form (2 Mtr. lang, 1·1 Mtr. Seite):
1 Kubikmeter grober Kies;
3 starke Stangen;
0·5 Bund Flechtbänder;
8 „ Flechtweiden;
Preis 6·274 Fr.

*) Am bad. Rhein erfordert eine Kiessenkfaschine von 20′ Länge und 3′ Dicke: 7 Faschinen, 40 K.-F. Kies, ½ Ctnr. Streu, 12 Weidenzöpfe, und 10 Mann machen täglich 13—14 Stück.

Für eine Senklage von 3 Mtr. Breite und 4 Mtr. Länge:

8 Faschinen;
20 Stangen von mittlerer Stärke;
1 dickere Stange;
100 Bindweiden;
1 Wurst von 4 Mtr. und eine von 3 Mtr. Länge und 0·3 Mtr. Stärke;
12 Pfähle;
2 Kubikmeter Kies;
Preis 11·43 Fr.

Defontaine gibt ferner an:

Daß ein Arbeiter täglich im Stande ist
50 Faschinen;
oder 40 Bund Heftpfähle;
„ 71 kleine Faschinen von 1·5—2 Mtr. Länge;
„ 200 gewöhnliche Stangen zu Senklagen 3·5 Mtr. lang, 5—8 Centim. stark;
„ 100 außergewöhnliche Stangen;
„ 40 Bund Bindweiden 1·6 Mtr. lang, 1—2 Centim. dick,
zu machen.

Ein Arbeiter transportirt täglich auf die Entfernung von:

	50 Meter.	100 Meter.
Faschinen	275	150
Bund Pfähle	550	300
Flechtbänder	550	300
kleine Faschinen	550	300
gewöhnliche Stangen	1100	600
außergewöhnliche Stangen	550	300
Bund Bindweiden	850	450

§. 207.

Die Faschinen finden im Flußbau nicht allein Anwendung bei Regulirungswerken, welche den Zweck haben, den Strom von gewissen Stellen seines Bettes zurückzuhalten, sondern auch in den Fällen, wo man durch leichtere Bauwerke flache Stellen im Bette zur Verlandung bringen will. Man nennt diese Bauwerke Schlickfänge, Schlickzäune, Flechtzäune.

Die Construction dieser Schlickfänge ist sehr verschieden. Am leichtesten ist sie darzustellen, wenn man ganze Bäume mit allen Aesten und Zweigen in den Fluß wirft. Das Wurzelende wird auf das Ufer gelegt und der Wipfel reicht in den Fluß hinein. Dieß Verfahren hat übrigens bedeutende Mängel, und es ist vorzuziehen, die Senkfaschinen zu solchen Schlickfängen anzuwenden. Es werden je nach der Wassertiefe zwei oder drei Reihen Pfähle eingerammt und zwar in einem Abstande von etwa 0·3 Mtr. Die Entfernung der einzelnen Pfähle einer Reihe ist 1·2 Mtr. Zwischen die Pfahlreihen kommen Senkfaschinen aufeinander zu liegen, welche in der früher bezeichneten Weise gebunden und mit Kies gefüllt sind. Damit sie nicht weit transportirt werden dürfen, verbindet man sie meist

auf Flößen, die neben den Pfahlreihen liegen; sie werden alsbann sogleich über die erste Pfahlreihe an ihre Stelle versenkt. An der Wertach in der Gegend von Augsburg hat man Stromregulirungen auf diese Art ausgeführt *).

Gewöhnlich bestehen die Schlickfänge nur in Zäunen, die aus Weidenreisern geflochten sind. Die Anfertigung der Flechtzäune geschieht in der Weise, daß in Abständen von 0·3 Mtr. Pfähle von 0·06 Mtr. Stärke eingeschlagen werden. Gespaltenes Nadelholz eignet sich am besten zu diesen Pfählen. Die Flechtruthen müssen aus Kiefernholz bestehen, Weiden und Pappeln pflegen, sobald der Zaun einige Zeit trocken gestanden hat, zu verrotten. Das Flechten geschieht in der Art, daß man die einzelnen Ruthen abwechselnd von der einen und der andern Seite um die Pfähle schlingt, und jede folgende Ruthe wenigstens an 2 Pfählen mit dem Ende der vorhergehenden zusammen einlegt, damit keine große Oeffnung im Stoß sich bildet. Die darüber kommende Ruthe umfaßt jeden Pfahl von der andern Seite. Hat man auf diese Art ein Band von etwa 0·15 Mtr. Höhe geflochten, so stößt man es auf den Grund herab und flicht ein zweites Band, welches auf das erstere herabgedrückt wird; so fährt man fort bis die erforderliche Höhe des Zaunes erreicht ist. In der Weise kann ein Flechtzaun eben so gut im Wasser wie im Trocknen hergestellt werden.

Die Fig. 494 zeigt einen solchen Flechtzaun im Profile, wobei eine Kies- oder Steinanschüttung angedeutet ist, welche den Zweck hat, eine Ausspülung des Grundes zu verhindern.

Sicherer läßt sich die Auskolkung des Zaunes verhindern, wenn man, wie Fig. 494a zeigt, zwei solche Zäune im Abstande von 0·6 — 0·9 Mtr. erbaut, die Köpfe der Pfähle hin und wieder mit Bindweiden verbindet und den Zwischenraum mit Kies oder Steinen ausfüllt.

Oefters, wenn man im Trocknen bauen kann, werden die Schlickzäune dadurch hergestellt, daß man die Reiser aufrecht nebeneinander mit den Stammenden in einen Graben stellt und diesen sobann wieder anfüllt und die Erde feststampft.

---

*) Voit, Correction des Wertachflusses.



Anhang.

1. Elasticitäts- und Bruchmomente.
2. Berechnung der Bogen.
3. Erddruck.
4. Berechnung der Stützmauern.
5. Druck auf ein Lehrgerüst.
6. Einrammen der Pfähle.
7. Auf- und Abtrag.
8. Förderung auf Dienstbahnen.

Anhang.

§. 1.

Herleitung der Elasticitäts- und Bruchmomente für Körper von verschiedenen Querschnittsformen.

Wenn ein elastischer Körper, Fig. 63, Taf. II., mit einem Ende eingemauert, mit seinem andern freien aber durch ein Gewicht P beschwert wird, so biegt er sich gegen die Richtung dieses letztern, und wenn unter diesen Umständen derselbe prismatisch ist, und ab, a' b' zwei unendlich nahe, perpendikulär auf ihn gerichtete Schnitte darstellen, so werden diese letzteren vor der Biegung zu einander parallel stehen, nach derselben aber eine normale Richtung auf die neutrale Achse oo' annehmen und somit deren Ebenen in einem gewissen Punkte c sich schneiden.

Betrachtet man in dieser Lage eine von der neutralen Achse um $om = v$ entfernte Faser und zieht o'k ⌗ zu oa, so stellt m'k die der stattgefundenen Ausdehnung entsprechende Verlängerung der Faser dar, bei welcher im Vergleiche der zwei ähnlichen Dreiecke o'm'k und oco' die Proportion besteht, $m'k : o'm' = oo' : o'c$, worin o'c den Krümmungshalbmesser darstellt. Bezeichnen wir diesen mit ϱ und setzen $oo' = 1$, so ergibt sich die verhältnißmäßige Verlängerung m'k durch den Ausdruck $\frac{v}{\varrho}$.

Nach bekannten Erfahrungssätzen ist die Kraft, welche nöthig wird, in den Gränzen der Elasticität eines Körpers eine Faser-Verlängerung desselben hervorzurufen: gleich dieser Verlängerung multiplicirt mit dem Elasticitäts-Coefficienten E des betrachteten Körpers. Für oben betrachteten Fall ist also diese Kraft gleich dem Ausdrucke: $E\frac{v}{\varrho}$ und für ein Faserelement von dem Querschnitte dw

$$E\frac{v\,dw}{\varrho}.$$

Betrachtet man eine Faser nn' unterhalb der neutralen Achse in einer Entfernung v', so hat man analog mit obigem Ausdrucke $E\frac{v'dw}{\varrho}$.

Im Falle nun, wie hier vorausgesetzt wird, der pismatische Körper einer normal auf seine Längenrichtung wirkenden Kraft ausgesetzt wird, in der Art, daß man annehmen könne, es äußere diese in der Richtung der Faser keine Intensität, so wird:

$$\int \frac{E}{\varrho} v\,dw = \int \frac{E}{\varrho} v'dw, \text{ oder } \int v\,dw = \int v'dw$$

d. h. für den Gleichgewichtszustand geht die neutrale Achse durch den Schwerpunkt des Körpers.

Multiplicirt man die Kraft, welche die Ausdehnung oder Zusammendrückung eines Faserelements hervorgebracht, mit der Entfernung dieses letztern von der neutralen Achse, so erhält man das Moment dafür, folglich die Summen der Momente aller ausgedehnten oder zusammengedrückten Faserelemente des Körpers:

$$(1) \qquad \int \frac{E}{\varrho} v^2 dw = \int \frac{E}{\varrho} . v'^2 dw$$

in welchem Ausdrucke die Größe $E \int v^2 dw$ das **Elasticitätsmoment** eines Körpers genannt wird, weil sie in Funktion des Elasticitäts-Coefficienten die Kraft andeutet, welche derselbe den auf ihn einwirkenden Kräften entgegenzusetzen im Stande ist.

Setzt man für

$$\frac{1}{\varrho} = \frac{\frac{d^2y}{dx^2}}{\left(1 + \frac{dy^2}{dx^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

und berücksichtigt, daß die Biegung sehr gering ist, also das Quadrat von $\frac{dy}{dx}$ vernachläßigt werden kann, so hat man $\frac{1}{\varrho} = \frac{d^2y}{dx^2}$; folglich $\varrho = \frac{dx^2}{d^2y}$. Substituirt man diesen Werth von ϱ in den obigen Ausdruck (1), so erhält man

$$(2) \qquad E . \frac{d^2y}{dx^2} . \int v^2 dw$$

wobei, wenn der Körper für seine ganze Länge eine gleiche Querschnittsform hat, $E \int v^2 dw$ für alle Theile desselben constant bleibt, folglich integrirt werden kann, und so vorerst den Werth für $\frac{dy}{dx}$, hierauf jenen für y angibt. Die dabei in Betrachtung zu ziehenden Constanten sind offenbar für alle jene Fälle $= 0$, für welche man schließen kann, daß für $dx = 0$ auch dy und $\frac{dy}{dx} = 0$ sich ergeben muß.

Wenn ein Körper der Einwirkung bestimmter Kräfte ausgesetzt wird, so kann sein Widerstand, den er diesen entgegenzusetzen im Stande ist, nicht nur in Funktion seines Elasticitätscoefficienten, sondern auch in Funktion seines Widerstands- oder Bruchcoefficienten, d. h. in Funktion seines größten Druckes ausgedrückt werden, welchen er seiner Natur gemäß auszuhalten im Stande ist.

Es bezeichne R den Widerstands-Coefficienten des Körpers in Rücksicht seiner am meisten ausgedehnten oder am meisten zusammengedrückten Faser, und die Entfernung der genannten Faser von der neutralen Achse $= v'$, so verhalten sich die Widerstände, welche die einzelnen Fasern der Ausdehnung oder Zusammendrückung entgegenzusetzen haben, direct wie die Längenzunahmen derselben; mithin

wird für irgend eine Faser, z. B. in der Entfernung v von der neutralen Achse, dieser Widerstand R $\frac{v}{v'}$ und für ein Flächenelement dw, $\frac{R}{v} \cdot v\,dw$; folglich das Moment dafür $\frac{R}{v'} \cdot v^2 dw$

und aus diesem die Summe der Momente aller Faserelemente des Körpers:

$$\frac{R}{v'} \int v^2 dw \qquad (3)$$

welcher Ausdruck das Bruchmoment oder je nach dem für R zugelassenen Werthe auch Widerstandsmoment eines Körpers genannt wird, weil derselbe in Funktion des größten Drucks, welchen der Körper aushalten kann, die Kraftintensität anzeigt, in der es diesem möglich wird, unter dem Einflusse der auf ihn wirkenden Kräfte den Bruch zu vermeiden.

Man entnimmt aus (2) und (3), daß in beiden Fällen sich ein und derselbe Ausdruck $\int v^2 dw$ darstellt, welcher bekanntlich das Trägheitsmoment eines Körpers genannt wird. Seine Bestimmung für verschiedene Querschnittsformen hat keine weitern Schwierigkeiten. Es sei z. B. der Querschnitt ein Rechteck, dessen eine Seite b normal zur Richtung der Biegungskraft steht; die andere Seite h hingegen sei der Richtung dieser Kraft parallel, so wird, Fig. 67:

$$dw = b\,dv, \text{ folglich } \int v^2 dw = b \int_{-\frac{1}{2}h}^{\frac{1}{2}h} v^2 dw = \frac{b v^3}{3} + C.$$

Bezeichnet man allgemein mit

J' das Trägheitsmoment für den ausgedehnten Querschnitt,
J'' das Trägheitsmoment für den zusammengedrückten Querschnitt,
J das Trägheitsmoment für den ganzen Querschnitt, so wird für $v = \frac{1}{2} h$

$$J' = \frac{bh^3}{24} + C; \text{ für } v = -\frac{1}{2} h, \; J'' = -\frac{bh^3}{24} + C$$

folglich $J' + J'' = J = \frac{bh^3}{12}$.

In ähnlicher Art sind die Trägheitsmomente für die andern öfters in der Praxis vorkommenden Querschnitte abgeleitet worden. Man sehe die Tabelle III. §. 66.

§. 2.

Anders verhält es sich, wenn der Schwerpunkt des Querschnitts nicht mehr durch die Mitte der Höhe des Trägers geht, wie z. B. in den Fig. 47, 48, 51, 52. Hier beruht die Bestimmung des Trägheitsmomentes auf folgendem wichtigen Satz der Mechanik: Wenn das Trägheitsmoment eines Körpers oder eines Systemes von Körpern für eine durch den Schwerpunkt gehende Achse gegeben ist, so ist das Trägheitsmoment in Beziehung auf eine beliebige andere Achse, welche der ersteren parallel und durch einen beliebigen Punkt des Körpers oder Körpersystemes geht, immer gleich dem Trägheitsmomente in Beziehung auf die Achse, welche durch den Schwerpunkt geht, mehr dem Flächeninhalte des Querschnitts multiplicirt mit dem Quadrate des Abstandes beider Achsen.

Beweis. Es bezeichne Fig. 70 Oz die Achse, welche durch den Schwerpunkt des Körpers geht, und AB eine beliebige andere Achse, welche der erstern parallel ist; ferner seien yOx, xOz, xOy drei rechtwinkliche Coordinatenebenen, so daß Ox senkrecht auf die Geraden Oz und AB, ferner Oy senkrecht auf die Ebene zOx zu stehen komme. M bilde einen beliebigen Punkt des Körpers; seine Coordinaten seien $OP = x$, $CP = y$; seine Entfernung r' von der Achse Oz wird demnach $OC = \sqrt{x^2 + y^2}$ und seine Entfernung von der Achse AB, wenn man OA durch K bezeichnet: $r^2 = y^2 + (K - x) = y^2 + x^2 + K^2 - 2Kx = r'^2 + K^2 - 2Kx$. Multiplicirt man diese Entfernung mit einem Massenelemente m, so wird das Moment davon $mr^2 = mr'^2 + mK^2 - 2Kmx$, welche Gleichung für einen beliebigen Punkt des Körpersystems anwendbar wird. Nimmt man anstatt eines einzelnen Punktes die Summe aller den Körper constituirenden Massenelemente, und bedenkt, daß in diesem Falle die algebraische Summe dieser Momente $S[mx]$ in Beziehung auf die Ebene yOz gleich Null werden muß, weil der Schwerpunkt sich auf der Achse Oz befindet, so erhält man das Trägheitsmoment der ganzen Masse: $S[mr^2] = S[mr'^2] + S[K^2 m]$.

Uebertragen wir das Ebengesagte von der Masse eines Körpers nun auf eine beliebige Querschnittsfläche desselben, Fig. 66, und heißen dw ein kleines Flächenelement, y die Entfernung dieses Elements von der willkürlich angenommenen Achse AA, v seine Entfernung von der Achse OO', welche durch den Schwerpunkt geht, so wird nach Obigem: $m = dw$, $v = r'$, $y = r$, $y - v = K$, folglich:

$$\int y^2 dw = \int v^2 dw + \int K^2 dw \text{ oder weil } K \text{ constant}$$

$$\int y^2 dw = \int v^2 dw + K^2 \int dw, \text{ was zu beweisen war.}$$

Dieser Satz der Mechanik ist nun für vorkommende Aufgaben bei beliebigen Querschnittsformen der Träger in der Art anzuwenden, daß man von dem Trägheitsmomente des Querschnitts, auf die Achse der Mitte der Höhe eines Trägers bezogen, auf das Trägheitsmoment des Schwerpunktes schließt, d. h. daß man die Gleichung aufstellt: $\int v^2 dw = \int y^2 dw - K^2 \int dw$.

§. 3.

Durch die Bestimmung des Trägheitsmoments für verschiedene Querschnittsformen sind nun in Rücksichtnahme der Ausdrücke (2) und (3) §. 1. die dafür entsprechenden algebraischen Werthe der Elasticitäts- und Widerstandsmomente bekannt, indem man durch Substitution erhält:

1) für die Querschnittsform Fig. 53, $\frac{d^2y}{dx^2} \cdot E \frac{bh^3}{12}$ in Rücksicht auf das Elasticitätsmoment, und weil $v' = \frac{h}{2}$; $R \cdot \frac{bh^2}{6}$ in Rücksicht auf das Widerstandsmoment.

Desgleichen ergeben sich die Ausdrücke für alle übrigen Querschnitte.

2) Für beliebige Querschnittsformen, wie z. B. Fig. 51 und 52, erhält man in Rücksicht auf das Elasticitätsmoment:

$$\frac{d^2y}{dx^2} E \left\{ \int y^2 dw - K^2 \int dw \right\}$$

und in Rücksicht auf das Widerstandsmoment

$$\frac{R}{v'} \{ \int y^2 dw - K^2 \int dw \}.$$

Es ist klar, daß für den nöthigen Bestand des statischen Gleichgewichts sowohl das Elasticitäts- als Widerstandsmoment, jedes einzelne für sich betrachtet, dem Kraftmomente, welches die Biegung oder den Bruch des Körpers verursacht, und zwar dieses letztere auf die betrachtete Bruchfläche bezogen, gleich sein müssen, folglich auch unter sich selbst einander vollkommen gleich kommen werden.

Es sei MN, Fig. 69, ein prismatischer Balken von rechteckiger Querschnittsform, mit einem Ende in M eingemauert und an seinem andern freien Ende durch ein Gewicht P belastet; $MC = l$, $CN = f$, $Mn = x$, $mn = y$. Für den Bestand des Gleichgewichts kann der geringen Biegung wegen $MC = MN$ und $Nm = Cn$ gesetzt werden. Die zu betrachtende Schnittfläche werde auf den Punkt m bezogen, so ist das Moment der Kraft $P = P(l - x)$

$$\text{daher } \frac{d^2y}{dx^2} \cdot E \frac{bh^3}{12} = P(l - x) \quad \text{(a)}$$

$$\text{und auch } R \cdot \frac{bh^2}{6} = P(l - x). \quad \text{(b)}$$

$$\text{Aus (a) } \frac{dy}{dx} E \frac{bh^3}{12} = P\left(lx - \frac{x^2}{2}\right)$$

$$yE \cdot \frac{bh^3}{12} = P\left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right). \quad \text{(c)}$$

Für das äußerste Ende des Balkens hat man $x = l$, $y = f$, welche Werthe in (c) gesetzt, geben:

$$f \cdot E \frac{bh^3}{12} = \frac{Pl^3}{3} \text{ und}$$

$$f = \frac{4 Pl^3}{Ebh^3}.$$

Da der Körper, welchen wir in Fig. 69 betrachten, in seiner ganzen Länge vollkommen gleiche Dimensionen hat, so ist der Ausdruck seines Trägheitsmomentes $\int v^2 dw$ für alle Querschnitte desselben constant, und der größte dem Balken zu gebende Querschnitt befindet sich in M, weil für diesen Punkt das Moment der Kraft P den größten Werth erhält, d. h. es wird in der Gleichung (b) $x = 0$ mithin:

$$\frac{Rbh^2}{6} = Pl.$$

Ist der Balken, Fig. 69, anstatt an seinem äußersten Ende, über seine ganze Länge gleichförmig belastet, und es bezeichnet p das Gewicht auf die Längeneinheit, so befindet sich die Resultirende aller dieser Gewichte p in der Mitte der betrachteten Länge, und man hat für den Punkt m:

$$\frac{d^2y}{dx^2} \cdot E \cdot \frac{bh^3}{12} = \frac{p}{2}(l - x)^2 \quad \text{(a,)}$$

$$\text{und } R \frac{bh^2}{6} = \frac{p}{2}(l - x)^2 \quad \text{(b,)}$$

wodurch aus (a,) $\frac{dy}{dx} E \frac{bh^3}{12} = \frac{p}{2} \left(l^2 x - l x^2 + \frac{x^3}{3}\right)$

mithin $y E \frac{bh^3}{12} = \frac{p}{2} \left(\frac{l^2 x^2}{2} - \frac{l x^3}{3} + \frac{x^4}{12}\right)$

für $x = l$ wird $y = f$, daher

$$f E \frac{bh^3}{12} = \frac{1}{8} p l^4, \text{ woraus}$$

(c,) $$f = \frac{3}{2} \frac{p l^4}{E b h^3}.$$

Setzt man in (c,) statt $p l = P$, so wird

(d,) $f = \frac{3}{2} \cdot \frac{P l^3}{E b h^3}$ und man findet durch Vergleichung mit dem Ausdruck (d), daß unter solchen Umständen der Biegungspfeil $2 \frac{1}{2}$ Mal geringer ist, als wenn das Gewicht P am äußersten freien Ende des Balkens angehängt wäre.

Für die größte Querschnittsfläche erhalten wir wieder in Gleichung (b,) $x = o$, mithin

(e,) $$R \frac{bh^2}{6} = \frac{p l^2}{2} = \frac{P l}{2}.$$

Der Balken kann daher 2 Mal so viel tragen wie früher.

Wird der Balken sowohl über seine ganze Länge gleichförmig belastet, als auch demselben noch an seinem freien Ende ein Gewicht angehängt, so wird nach obigen Bezeichnungen vorerst für den Punkt m:

(a,,) $$\frac{d^2 y}{d x^2} \cdot E \frac{bh^3}{12} = P (l - x) + \frac{p}{2} (l - x)^2$$

(b,,) $$\text{und } R \frac{bh^2}{6} = P (l - x) + \frac{p}{2} (l - x)^2$$

aus (a,,) wird

$$y E \frac{bh^3}{12} = P \left(\frac{l x^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right) + \frac{p}{2} \left(\frac{l^2 x^2}{2} - \frac{l x^3}{3} + \frac{x^4}{12}\right)$$

für $x = l$ wird $y = f$, daher

$$f E \cdot \frac{bh^3}{12} = P \frac{l^3}{3} + \frac{1}{8} p l^4$$

(c,,) $$f = \frac{12}{E b h^3} \left\{\frac{P}{3} + \frac{1}{8} p l\right\} l^3.$$

Für den größern Querschnitt erhält man, wie oben, für x in Gleichung (b,,) den Werth von Null, folglich:

(d,,) $$R \frac{bh^2}{6} = P l + \frac{p l^2}{2}.$$

In ähnlicher Weise werden die Kraftmomente und Krümmungspfeile bestimmt, wenn der zu betrachtende Balken an seinen beiden Enden unterstützt ist, oder wenn derselbe mit einem Ende eingemauert und mit dem andern unterstützt, oder endlich wenn derselbe mit beiden Enden vermauert ist.

§. 4.

Wenn der Balken auf drei Stützen ruht, so bezeichnen:

l die lichte Entfernung der Stützpunkte;

s s″ den Druck auf die Endstützen und

s′ den Druck auf die Mittelstütze;

w den Winkel, welchen bei der converen Biegung des Balkens die Tangente an dem mittlern Unterstützungspunkte mit der Horizontalen, die man für die Achse der Abscissen annehmen kann, bildet;

P und P, Gewichte in der Mitte zwischen je zwei Stützen, die mit dem Tragvermögen des Balkens im Gleichgewicht stehen;

ε das Biegungsmoment, und

ϱ das Brechungsmoment.

Nach einem allgemeinen Gesetze der Statik muß man annehmen, daß das Gesammte der Belastungen P P, dem gesammten Drucke auf den Unterstützungspunkten gleich sei; ferner, daß die Summe der Momente der aus den Belastungen sich entwickelnden Kräfte, auf einen beliebigen Punkt bezogen, gleich Null sei. Nimmt man den mittlern Unterstützungspunkt als jenen Punkt an, auf welchen die Momente der gedachten Kräfte bezogen werden, so hat man zuerst die beiden Gleichungen:

$$P + P_{,} = s + s' + s'' \quad \text{(A)}$$

$$P_{,} - P = 2\,(s'' - s) \quad \text{(B)}$$

Da nun der Balken mit seiner vollen Stärke über den mittlern Stützpunkt fortläuft, so kann angenommen werden, als liege er an den Enden frei auf, dagegen sei er auf der mittlern Stütze gleichsam befestigt. Bei dieser Annahme hat man für die linkseitige Hälfte der zweiten Oeffnung die Gleichung:

$$\varepsilon \frac{d^2y}{dx^2} = P_{,} \left(\frac{l}{2} - x\right) - s''\,(l - x)$$

$$\varepsilon \frac{dy}{dx} = P_{,} \left(\frac{lx}{2} - \frac{x^2}{2}\right) - s'' \left(lx - \frac{x^2}{2}\right) + \varepsilon \operatorname{tang} w$$

$$\varepsilon y = P_{,} \left(\frac{lx^2}{4} - \frac{x^3}{6}\right) - s'' \left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right) + x\,\varepsilon \operatorname{tang} w. \quad (1)$$

Für die rechtseitige Hälfte der gleichen Oeffnung wird man ferner bei der Annahme, daß für $x - \frac{l}{2}$ die Werthe von $\frac{dy}{dx}$ und von y jenen gleich sind, welche aus obigen Gleichungen abgeleitet werden, folgende Gleichung erhalten:

$$\varepsilon \frac{d^2y}{dx^2} = - s''\,(l - x)$$

$$\varepsilon \frac{dx}{dy} = - s'' \left(lx - \frac{x^2}{2}\right) + P_{,} \frac{l^2}{8} + \varepsilon \operatorname{tang} w$$

$$\varepsilon y = - s'' \left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right) + \left(P_{,} \frac{l^2}{8} + \varepsilon \operatorname{tang} w\right) x - \frac{P_{,} l^3}{48} \quad (2)$$

Für die linkseitige Oeffnung können die Gleichungen aus den obigen gefolgert werden, wenn anstatt P, P; und anstatt s″, s gesetzt wird; nur müßte hierbei das Glied x ε tang w anstatt +, — erhalten.

Die Gleichungen (1) und (2) verwandeln sich also in folgende:

$$(3)\qquad \varepsilon y = P\left(\frac{l x^2}{4} - \frac{x^3}{6}\right) - s\left(\frac{l x^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right) - x\,\varepsilon \operatorname{tang} w \text{ und}$$

$$(4)\qquad \varepsilon y = - s\left(\frac{l x^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right) + \left(\frac{P l^2}{8} - \varepsilon \operatorname{tang} w\right) x - \frac{P l^3}{48}.$$

Die Gleichungen (2) und (4) gehören den zwei Hälften des Balkens an, die unmittelbar an die Endunterstützungen anstoßen, und da die Abscissen x vom Mittelstützpunkt aus gegen die Endstützen hin gerechnet werden, so müssen diese Gleichungen, wenn $x = l$ wird, für den Werth von y Null geben, so daß in diesem Falle diese zwei Gleichungen folgende werden:

$$0 = \frac{5}{48} P_{,} l^2 + \varepsilon \operatorname{tang} w - \frac{s''.\, l^2}{3}$$

$$0 = \frac{5}{48} P l^2 - \varepsilon \operatorname{tang} w - \frac{s l^2}{3}.$$

Diese Gleichungen geben:

$$(5)\qquad \operatorname{tang} w = \frac{P_{,} - P}{\varepsilon} \cdot \frac{l^2}{32}.$$

Aus derselben und aus den Gleichungen A und B ergibt sich:

$$(6)\qquad s = \frac{13 P - 3 P_{,}}{32}$$

$$(7)\qquad s' = \frac{22 (P_{,} + P)}{32}$$

$$(8)\qquad s'' = \frac{13 P_{,} - 3 P}{32}.$$

Die Punkte des Balkens auf der mittlern Stütze und in der Mitte der beiden Oeffnungen sind zunächst dem Brechen ausgesetzt, und da für diese Punkte x beziehungsweise den Werth 0, $\frac{l}{2}$ und $\frac{l}{2}$ hat, so hat man für dieselben aus obigen Gleichungen folgende, und zwar für den Punkt auf der Mittelstütze

$$\varepsilon \frac{d^2 y}{d x^2} = P_{,} \frac{l}{2} - s''.\, l$$

für den Mittelpunkt des Trägers in der rechtseitigen Oeffnung:

$$\varepsilon \frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{s'' l}{2}.$$

Für den Mittelpunkt der linkseitigen Oeffnung:

$$\varepsilon \frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{s l}{2};$$

und wenn für s'' und s ihre Werthe aus den Gleichungen (6) und (8) gesetzt werden, und für den Werth von ε, welcher zur Bruchstelle gehört, das Brechungsmoment ϱ genommen wird, so erhält man für obige drei Punkte beziehungsweise folgende Gleichungen:

$$(9)\qquad \varrho = \frac{l}{32} (3 P_{,} + 3 P)$$

$$\varrho = \frac{1}{64} (13 P_, - 3 P) \quad (10)$$

$$\varrho = \frac{1}{64} (13 P - 3 P_,). \quad (11)$$

Aus dieser und aus den Gleichungen (6) (7) (8) werden nachstehende Sätze gefolgert:

1) Der Druck auf die Unterstützungspunkte ist von dem Biegungsmomente gänzlich unabhängig.
2) Der mittlere Stützpunkt trägt allein nahe an zwei Dritttheile der gesammten Belastung, welcher der Balken ausgesetzt ist.
3) Unter den Gleichungen (9) (10) (11) enthält jene die erforderlichen Bedingungen des Widerstandes gegen das Brechen, an welcher der Werth des zweiten Gliedes am größten ist.
4) Wenn die Mitte jeder Oeffnung gleich belastet, nämlich $P = P_,$ ist, so ist $\tang w = 0$; dann wird

$$s = s'' = \frac{5}{16} P \quad (12)$$

$$s' = \frac{22}{16} \cdot P. \quad (13)$$

5) Bei derselben Voraussetzung werden die drei Gleichungen (9) (10) (11) durch die zwei folgenden ersetzt:

Für den Mittelstützpunkt

$$\varrho = \frac{6}{32} \cdot Pl. \quad (14)$$

Für die beiden andern Punkte

$$\varrho = \frac{5}{32} \cdot Pl \quad (15)$$

woraus erhellt, daß der schwächste Punkt des Balkens an dem Auflager in der Mitte sich befindet.

6) Wird nun in Gleichung (14) für ϱ der Werth gesetzt, welcher einem rechteckigen Querschnitte von der Breite b und Höhe h entspricht, nämlich $R_, \frac{bh^2}{6}$ so ergibt sich:

$$P = \frac{4}{3} \cdot \frac{2 R_, b h^2}{3 l}. \quad (16)$$

Für den Fall, wo ein Balken frei auf zwei Stützen liegt, hat man nach dem Frühern

$$P = \frac{2 R_, b h^2}{3 l}. \quad (16a)$$

Vergleicht man diese beiden Werthe von P, so zeigt sich, daß ein Träger, welcher über einen Stützpunkt geht, für jede Oeffnung mehr zu tragen vermag, als wenn unter übrigens gleichen Umständen der Träger auf beiden Seiten frei läge und zwar in dem Verhältnisse wie 4 : 3.

§. 5.

Wenn der Balken auf mehr als drei Stützen ruht, so ist das Verfahren zur Ausmittelung der Bedingungen des Gleichgewichtes ein ähnliches. Werden die Oeffnungen unter sich gleich angenommen, ihre lichte Weite mit l, der verticale Druck auf den Endpunkten mit s, jener auf den Zwischenunterstützungen mit s', die für jede Oeffnung gleiche Belastung mit P bezeichnet, so würde man folgende Resultate erhalten: *)

(17) $$s = \frac{7}{20} \cdot P$$

(18) $$s' = \frac{23}{20} \cdot P.$$

Für die Mitte der zwei Oeffnungen zunächst der Endunterstützungen

(19) $$\varrho = \frac{7}{20} \cdot \frac{Pl}{2}.$$

Für die Auflagerpunkte auf den Zwischenstützen:

(20) $$\varrho = -\frac{6}{20} \cdot \frac{Pl}{2}.$$

Für die Mitte sämmtlicher Oeffnungen zwischen den Mittelunterstützungen:

(21) $$\varrho = \frac{4}{20} \cdot \frac{Pl}{2}.$$

Hieraus folgt, daß bei einem Träger oder einer Brücke mit mehr als zwei untereinander gleichen Oeffnungen die mittlern die stärksten, die zwei zunächst an den Enden die schwächsten sind, ferner, daß die Belastung in der Mitte jeder Oeffnung von oben nach unten, an den Auflagerstellen auf den Mittelunterstützungen aber von unten nach oben wirkt, daß endlich der verticale Druck auf den End- und Mittelunterstützungen sich wie 7 zu 23 verhält.

Setzt man in die Gleichung (19) statt $\varrho = R, \frac{bh^2}{6}$, so ergibt sich

(22) $$P = \frac{10}{7} \cdot \frac{2R, bh^2}{3l}.$$

Bei einem Vergleiche der Gleichungen (16a) (16) und (22) findet man, daß bei untereinander gleichen Weiten, aus übrigens gleichen Umständen das Tragvermögen bei Trägern mit einer Oeffnung am kleinsten ist, dann kommen die Träger mit zwei, dann jene mit mehr Oeffnungen, bei diesen aber erst die Oeffnungen, welche an die Landpfeiler anstoßen, und zuletzt die mittlern Oeffnungen an die Reihe, für welch letztere das Tragvermögen am größten ist. Die relativen Festigkeiten verhalten sich nämlich wie: 6 : 8 : $8\frac{4}{7}$.

§. 6.

Berechnung des Widerstandsmomentes eines Brückenträgers von der Querschnittsform Taf. II. Fig. 62.

Es ist aus der Figur ersichtlich, daß der ganze Querschnitt in eine Reihe einzelner rechtwinklicher Prismen abcd, a'b'c'd', a''b''c''d'' ꝛc. vom Quer-

*) Navier, Seite 360.

schnitte s, s', s'' ꝛc. sich zerlegen lasse, woraus die Lage des Schwerpunktes der ganzen Querschnittsfläche wie folgt bestimmt wird:

Es bezeichne l, l', l'', l''' ꝛc. die Entfernung der Schwerpunkte der einzelnen Prismen von der Grundlinie ab, welche als Achse der Momente angesehen wird; ferner sei L die Entfernung des Schwerpunktes der ganzen Querschnittsfläche von derselben Achse, und S der Flächeninhalt dieser Querschnittsfläche, so ist:

$$L \, . \, S = l \, . \, s + l' s' + l'' s'' + \text{ꝛc.}$$

$$\text{woraus } L = \frac{l s + l' s' + l'' s'' + \text{ꝛc.}}{S}.$$

Ist die ganze Höhe der Tragwand = H und K die Entfernung der Achsen 0 0' und 0'' 0''', so hat man den Werth von K

$$K = \frac{H}{2} - L = \frac{1}{2} \{ H - 2L \}$$

$$\text{und } K^2 \int dw = K^2 \, . \, S = \frac{1}{4} \{ H - 2L \}^2 \, . \, S \qquad \text{(a)}$$

Um den Werth des Ausdrucks $\int y^2 dw$ d. h. den Werth des Trägheitsmomentes der Querschnittsfläche der Wand in Beziehung auf die Achse 0'' 0''', welche durch die Mitte der Höhe geht, kennen zu lernen, werden durch xy, $x_, y_,$ $x_{,,}$ $y_{,,}$ ꝛc. die respectiven Breiten und Höhenkanten der einzelnen aufgezählten Prismen vom Flächeninhalte s s' s'' s''' ꝛc., ferner durch h $h_,$ $h_{,,}$ $h_{,,,}$ ꝛc. die Abstände der Schwerpunkte dieser Prismen von der erwähnten Achse 0'' 0''' bezeichnet; man erhält vorerst die Trägheitsmomente dieser verschiedenen Rechtecke in Beziehung zu Achsen, welche durch deren Schwerpunkte gehen und zu 0'' 0''' parallel sind: $\frac{1}{12} x y^3$, $\frac{1}{12} x_, y_,^3$, $\frac{1}{12} x_{,,} y_{,,}^3$ ꝛc., und hierauf die Werthe dieser Trägheitsmomente in Beziehung zur Achse 0'' 0''' nach §. 2.: $\frac{1}{12} x y^3 + h^2 s$; $\frac{1}{12} x_, y_,^3 + h_,^2 s'$; $\frac{1}{12} x_{,,} y_{,,}^3 + h_{,,}^2 s''$ ꝛc., folglich

$$\int y^2 dw = \frac{1}{12} \{ x y^3 + x_, y_,^3 + x_{,,} y_{,,}^3 + \text{ꝛc.} \} + h^2 s + h_,^2 s' + \\ + h_{,,}^2 s'' + h_{,,,}^2 s''' + \text{ꝛc.} \qquad \text{(b)}$$

mithin das Trägheitsmoment in Bezug auf die volle Querschnittsfläche und in Bezug auf den Schwerpunkt, wenn in die allgemeine Gleichung: $\int v^2 dw = \int y_2 dw - K^2 \int dw$ die Werthe (a) und (b) substituirt werden:

$$\int v^2 dw = \frac{1}{12} \{ x y^3 + x_, y_,^3 + x_{,,} y_{,,}^3 + \text{ꝛc.} \} + h^2 s + h_,^2 s' + h_{,,}^2 s'' + \\ + h_{,,,}^2 s''' + \text{ꝛc.} - \frac{1}{4} \{ H - 2L \}^2 S.$$

Das Widerstandsmoment des Trägers ist bekanntlich $\frac{R_,}{v'} \int v^2 dw$, also gleich:

$$\frac{R_,}{v'} \left[\frac{1}{12} \{ x y^3 + x_, y_,^3 + x_{,,} y_{,,}^3 + \text{ꝛc.} \} + h^2 s + h_,^2 s' + \text{ꝛc.} - \frac{1}{4} (H - 2L)^2 S \right]$$

Ist aber der Träger durchbrochen, wie dieß bei den Gitterwerken der Fall ist, so ist von dem Trägheitsmomente des vollen Querschnitts jenes der lichten Querschnittsöffnungen in Abzug zu bringen.

Dasselbe muß ebenso wie das vorige auf den Schwerpunkt der ganzen Wandfläche bezogen werden, und seine Ermittlung geschieht in ganz gleicher Weise, wie oben gezeigt wurde.

Bezeichne man die Differenz dieser Trägheitsmomente wieder durch $\int v^2 dw$, so hat man das Widerstandsmoment des durchbrochenen Trägers:

$$\frac{R,}{v'} \int v^2 dw \text{ oder da } v' = L$$

$$\frac{R,}{L} \int v^2 dw.$$

Durch Gleichsetzung dieses Widerstandsmomentes mit dem Kraftmomente, unter dessen Einfluß der Träger seinen Widerstand zu äußern hat, erhält man eine Gleichung, aus der entweder eine Dimension des Trägers, oder wenn alle Dimensionen bekannt sind, der Werth von R' gefunden werden kann *).

§. 7.

Berechnung der Bogen **) für hölzerne und eiserne Brücken.

a) Von der Biegung krummer Prismen.

Betrachtet man das solide Prisma MN, Taf. II. Fig. 69, dessen mittlere Achse eine ebene Kurve ist, und setzt voraus, dasselbe sei: 1) an einem Ende eingemauert, und zwar so, daß während der Biegung die Tangente an der mittlern Achse in M beständig horizontal bleibe, 2) veranlaßt sich zu biegen, durch auf irgend eine Art zwischen M und N verbreitete Gewichte, deren Größe auf die Längeneinheit gleich p ist und durch zwei beziehungsweise verticale und horizontale Kräfte P und Q, die an dem äußersten Ende N der mittlern Achse angreifen, und nennt man:

E den Elasticitäts-Coefficienten des Materials des Prismas,

φ und φ' die Winkel, welchen die Normalen des Punktes m der mittlern Achse vor und nach der Biegung mit der Verticalen machen,

s die unveränderliche Länge der Kurve MN,

ds einen unendlich kleinen Theil dieser Kurve,

so wird die Länge der im Abstande v von der mittlern Achse gelegenen Faser sein:
vor der Biegung $ds + v d\varphi$,
nach der Biegung $ds + v d\varphi'$, so daß die Verlängerung, welche diese Faser durch die Biegung erfährt, auf die Längeneinheit:

$$v \cdot \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds + v d\varphi} \text{ beträgt, und}$$

---

*) Die Berechnung der Metallgitterbrücke zu Dublin auf die oben bezeichnete Weise sehe man in Förster, Allgemeine Bauzeitung 1848.

**) Navier, Resumé des Leçons — Paris 1833. S. 286—308. P. Ardant, Sprengwerke — Hannover 1847. S. 100—135.

wenn $v d\varphi$ gegen ds vernachlässigt wird:

$$v \cdot \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds}.$$

Bezeichnet man mit $du \cdot dv$ den Querschnitt einer Faser Fig. 65. in dem Abstande v von der neutralen Achse, so ist der nach der Richtung der Tangente des Punktes m der Biegung entgegenwirkende Widerstand:

$$E \cdot \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} \cdot v \cdot du \cdot dv$$

und wenn man mit a den größten Werth von u, mit b und b' die Funktionen von u, durch welche die Ordinaten des Umfangs des normalen Querschnitts monu ausgedrückt werden, die ersteren auf der Seite der neutralen Achse, wo Verlängerungen der Fasern, die zweiten auf der Seite derselben, wo Verkürzungen dieser stattfinden, bezeichnet, die Summe der Widerstände der ausgedehnten und zusammengedrückten Fasern:

$$E \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} \left\{ \int_0^a du \int_0^b v dv + \int_0^a du \int_0^{b'} v dv \right\}$$

folglich die Summe der Momente dieser Widerstände:

$$E \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} \left\{ \int_0^a du \int_0^b v^2 dv + \int_0^a du \int_0^{b'} v^2 dv \right\}.$$

Der Ausdruck

$$E \left\{ \int_0^a du \int_0^b v^2 dv + \int_0^a du \int_0^{b'} v^2 dv \right\} \text{ wird}$$

mit ε bezeichnet und heißt das Elasticitätsmoment. Man hat daher die Summe der Momente der mit der Tangente am Punkt u parallel gerichteten Molecularkräfte:

$$\varepsilon \cdot \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds}.$$

Bedeuten x und y die Coordinaten des Punktes m in der mittlern Achse, Fig. 69, M als Ursprung derselben genommen, X und Y die Coordinaten des Punktes N, und ist w die Abscisse eines beliebig zwischen m und N angenommenen Punktes, so hat man die Gleichung für das Gleichgewicht:

$$\varepsilon \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = P(X - x) + Q(Y - y) + \int_{w=x}^{w=X} p(w - x) ds. \qquad (1)$$

Durch Integration dieser Gleichung ergibt sich:

$$\varphi' - = \frac{1}{\varepsilon} \int dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \left\{ P(X - x) + Q(Y - y) + \int_{w=x}^{w=X} p(w - x) ds \right\}.$$

Da die Biegung immer nur sehr gering vorausgesetzt werden muß, so sind die Winkel φ und φ' sehr wenig von einander verschieden und man kann $\sin(\varphi' - \varphi) = (\varphi' - \varphi)$ und $\cos(\varphi' - \varphi) = 1$ setzen.

Bezeichnet man also $\varphi' - \varphi$ mit η, so ist

$$\varphi' = \varphi + \eta.$$

$\text{Cos}\ \varphi' = \text{Cos}\ \varphi\ \text{Cos}\ \eta - \sin \varphi \sin \eta$
$\sin \varphi' = \sin \varphi\ \text{Cos}\ \eta + \text{Cos}\ \varphi \sin \eta$ und da
$\sin \eta = \eta$ und $\text{Cos}\ \eta = 1$
$\text{Cos}\ \varphi' = \text{Cos}\ \varphi - \eta \sin \varphi$ und
$\sin \varphi' = \sin \varphi + \eta\ \text{Cos}\ \varphi$ folglich:
$\text{Cos}\ \varphi' - \text{Cos}\ \varphi = -\eta \sin \varphi$ und
$\sin \varphi' - \sin \varphi = \eta\ \text{Cos}\ \varphi$, statt η den Werth $\varphi' - \varphi$ gesetzt, gibt die Gleichung (1)

$$\text{Cos}\,\varphi' - \text{Cos}\,\varphi = -\frac{1}{\varepsilon} \sin \varphi \int dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \left\{ P(X-x) + Q(Y-y) + \int_{w=x}^{w=X} p(w-x)\, ds \right\}$$

$$\sin \varphi' - \sin \varphi = \frac{1}{\varepsilon} \text{Cos}\,\varphi \int dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \left\{ P(X-x) + Q(Y-y) + \int_{w=x}^{w=X} p(w-x)\, ds \right\}.$$

Nun ist auch:

$$\frac{dy}{ds} = \sin \varphi \text{ aus } \frac{dx}{ds} = \text{Cos}\,\varphi$$

$$\frac{dy'}{ds} = \sin \varphi' \quad " \quad \frac{dx'}{ds} = \text{Cos}\,\varphi' \text{ daher:}$$

$$(I) \begin{cases} dx' - dx = -\frac{1}{\varepsilon} dy \int dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \left\{ P(X-x) + Q(Y-y) + \int_{w=x}^{w=X} p(w-x)\, ds \right\} \\ \text{und} \\ dy' - dy = \frac{1}{\varepsilon} dy \int dx \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \left\{ P(X-x) + Q(Y-y) + \int_{w=x}^{w=X} p(w-x)\, ds \right\}. \end{cases}$$

Die Integrale dieser Gleichungen geben die Verschiebungen in horizontaler und verticaler Richtung von irgend einem Punkte des krummen Prismas, und demnach auch den Schub, den es gegen seine Auflager ausübt.

b) Anwendung der Gleichgewichtsgleichungen (I) auf einen über seine Länge gleichförmig belasteten Kreisbogen, der an einem Ende eingemauert, am andern von einer verticalen Kraft P und einer horizontalen Kraft Q in Anspruch genommen wird.

AC Fig. 64 ist ein in A eingemauerter Kreisbogen, der mit auf seine Horizontalprojektion gleichförmig vertheilten Gewichten belastet, am freien Ende C durch 2 Kräfte P und Q, die erste vertical, die andere horizontal wirkend beansprucht ist.

A sei der Halbmesser des Kreises, von welchem AC einen Theil ausmacht;
ψ der ganze zum Bogen gehörige Winkel;
φ der Theil des Winkels zwischen der Verticalen und dem Halbmesser, der durch einen Punkt m geht, dessen Coordinaten x und y sind auf den Punkt A bezogen;

X die Abscisse und Y die Ordinate des freien Bogenendes C, an dem die Kräfte P und Q wirksam sind, so hat man:

$X = A \sin\psi$ und $Y = A(1 - \text{Cos}\,\psi)$;

$x = A \sin\varphi$; $y = A(1 - \text{Cos}\,\varphi)$;

$dx = A\,\text{Cos}\,\varphi\, d\varphi$; $dy = A \sin\varphi\, d\varphi$; $ds = A d\varphi$ und demgemäß

$P(X - x) + Q(Y - y) = A\,\{P(\sin\psi - \sin\varphi) + Q(\text{Cos}\,\psi - \text{Cos}\,\varphi)\}$

um den Werth des Integrals $\int\limits_{w=x}^{w=X} p\,(w - x)\,ds$ zu erhalten, bemerken wir, daß, weil die Belastung gleichförmig in Bezug auf die Horizontale verbreitet ist, man dafür das andere Integral $\int\limits_{w=x}^{w=X} p\,(w - x)\,dw$ substituiren kann, dessen Werth ist:

$p\left(\frac{X^2}{2} - Xx + \frac{x^2}{2}\right)$, oder indem man X und x als Functionen von ψ und φ ausdrückt: $pA^2\left(\frac{1}{2}\sin^2\psi - \sin\varphi\sin\psi + \frac{1}{2}\sin^2\varphi\right)$.

Die Gleichgewichtsgleichung wird also, wenn man bemerkt, daß die Kräfte p und Q nach derselben Richtung und P entgegengesetzt wirken:

$$\varepsilon(d\varphi' - d\varphi) = A^2 d\varphi\begin{bmatrix} -P(\sin\psi - \sin\varphi) + Q(\text{Cos}\,\varphi - \text{Cos}\,\psi) \\ +pA(\tfrac{1}{2}\sin^2\psi - \sin\varphi\sin\psi + \tfrac{1}{2}\sin^2\varphi) \end{bmatrix}$$

woraus:

$$\varepsilon(\varphi_{,} - \varphi) = A\left\{\begin{matrix} -P(\varphi\sin\psi + \text{Cos}\,\varphi - 1) + Q(\sin\varphi - \varphi\,\text{Cos}\,\psi) \\ +pA\left[\varphi\left(\frac{1}{4} + \frac{\sin^2\psi}{2}\right) + \sin\psi(\text{Cos}\,\varphi - 1) - \frac{1}{4}\sin\varphi\,\text{Cos}\,\varphi\right] \end{matrix}\right\}$$

Verfährt man mit dieser Gleichung wie mit der allgemeinen Gleichung (1), so erhält man daraus:

$$\begin{matrix}\varepsilon(dx_{,} - dx) = \\ = -A^3\sin\varphi\,d\varphi\end{matrix}\left\{\begin{matrix} -P(\varphi\sin\psi + \text{Cos}\,\varphi - 1) + Q(\sin\varphi - \varphi\,\text{Cos}\,\psi) \\ +pA\left[\varphi\left(\frac{1}{4} + \frac{\sin^2\psi}{2}\right) + \sin\psi(\text{Cos}\,\varphi - 1) - \frac{1}{4}\sin\varphi\,\text{Cos}\,\varphi\right] \end{matrix}\right\}$$

$$\begin{matrix}\varepsilon(dy_{,} - dy = \\ = A^3\text{Cos}\,\varphi\,d\varphi\end{matrix}\left|\begin{matrix} -P(\varphi\sin\psi + \text{Cos}\,\varphi - 1) + Q(\sin\varphi - \varphi\,\text{Cos}\,\psi) \\ +pA\left[\varphi\left(\frac{1}{4} + \frac{\sin^2\psi}{2}\right) + \sin\psi(\text{Cos}\,\varphi - 1) - \frac{1}{4}\sin\varphi\,\text{Cos}\,\varphi\right] \end{matrix}\right\}.$$

Integrirt man diese Ausdrücke zwischen $\varphi = \psi$ und $\varphi = 0$, so wird:

$$\begin{matrix}\varepsilon(x' - x) = \\ = -A^3\end{matrix}\left\{\begin{matrix} -P[\sin\psi(\sin\varphi - \varphi\,\text{Cos}\,\varphi) + \tfrac{1}{2}\sin^2\varphi + \text{Cos}\,\varphi - 1] \\ +Q[\tfrac{1}{2}\varphi - \tfrac{1}{2}\sin\varphi\,\text{Cos}\,\varphi - \text{Cos}\,\psi(\sin\varphi - \varphi\,\text{Cos}\,\varphi)] \\ +pA\left\{\begin{matrix}(\tfrac{1}{2} + \sin^2\psi)\left(\frac{\sin\varphi}{2} - \frac{\varphi\,\text{Cos}\,\varphi}{2}\right) \\ +\sin\psi(\tfrac{1}{2}\sin^2\varphi + \text{Cos}\,\varphi - 1) - \tfrac{1}{12}\sin^3\varphi\end{matrix}\right.\end{matrix}\right\} \quad (\text{II})$$

$$\begin{matrix}\varepsilon(y' - y) \\ = A^3\end{matrix}\left\{\begin{matrix} -P[\sin\psi(\varphi\sin\varphi + \text{Cos}\,\varphi - 1) + \tfrac{1}{2}\sin\varphi\,\text{Cos}\,\varphi + \varphi - \sin\varphi] \\ +Q[\tfrac{1}{2}\sin^2\varphi - \text{Cos}\,\psi(\varphi\sin\varphi + \text{Cos}\,\varphi - 1)] \\ +pA\left\{\begin{matrix}(\tfrac{1}{2} + \sin^2\psi)\left(\frac{\varphi\sin\varphi}{2} + \frac{\text{Cos}\,\varphi}{2} - \tfrac{1}{2}\right) \\ +\sin\psi\left[\sin\varphi\left(\frac{\text{Cos}\,\varphi}{2} - 1\right) + \tfrac{1}{2}\varphi\right] + \tfrac{1}{12}\text{Cos}^3\varphi - \tfrac{1}{12}\end{matrix}\right.\end{matrix}\right\}$$

Macht man in diesen Ausdrücken $\varphi = \psi$, so erhält man die Verschiebungen des äußersten freien Endes des Bogens in verticaler und horizontaler Richtung.

Die Substitution soll hier nicht näher ausgeführt, sondern nur bemerkt werden, daß wenn ψ klein genug ist, damit man seine sechste Potenz vernachlässigen kann, man erhält, wenn Cos ψ und sin ψ als Funktionen von ψ, nämlich: $\sin\psi = \psi - \frac{\psi^2}{1.2.3} + \frac{\psi^5}{1.2.3.4.5} -$ rc.

$$\text{Cos}\,\varphi = 1 - \frac{\psi^2}{1.2} + \frac{1.2.3.4}{\psi^4} - \frac{\psi^6}{1.2.3.4.5.6} + \text{rc.}$$

entwickelt werden und man bis zur fünften Potenz von ψ geht, und endlich h und f die Werthe von $x' - x$ und $y' - y$ für $\varphi = \psi$ nennt,

$$-h = -\frac{PA^2}{\varepsilon} \cdot \frac{5\psi^4}{24} + \frac{QA^3}{\varepsilon} \cdot \frac{2\psi^5}{15} + \frac{pA^4}{\varepsilon} \cdot \frac{9\varphi^5}{120},$$

$$f = \frac{A^2}{\varepsilon}\left[-P\left(\frac{\psi^4}{3} - \frac{3\psi^5}{20}\right) + \frac{Q5\psi^4}{24} + \frac{pA\psi^4}{8}\right].$$

Wir haben hier eine auf die Horizontalprojektion des Bogens gleichförmig vertheilte Belastung vorausgesetzt, so daß $P = pA \sin\psi$. Betrachtet man indessen einen sehr gedrückten Bogen, so wird die Summe der auf dem Umfange des Bogens gleichförmig vertheilten Gewichte von der Summe der gleichförmig auf seine Horizontalprojektion vertheilten Gewichte nicht merklich verschieden sein, und da die Längeneinheit in diesen beiden Fällen mit dem Gewicht p belastet ist, wollen wir zur Vereinfachung $P = p\,\psi\,A$ setzen, und dann kommt:

$$-h = -\frac{A^3}{\varepsilon}\left(-\frac{2P\psi^4}{15} + \frac{2.Q\psi^5}{15}\right).$$

Um den Schub gegen die Auflager zu erhalten, nehme man an, die Kraft Q solle jede Verschiebnng des Punktes C verhindern, also $h = 0$ machen, und man erhält $Q = \frac{P}{\psi}$, wofür man schreiben darf

$$Q = \frac{PA}{X} = \frac{P(X^2 + Y^2)}{2XY}, \text{ woraus endlich}$$

$$f = \frac{PA^3\psi^3}{\varepsilon}\,\frac{3\psi^2}{20}, \text{ und dafür darf man weiter setzen: } f = \frac{PX^3}{\varepsilon} \cdot \frac{3X^2}{20A^2}.$$

Ist der Bogen ψ sehr klein, so wird man $\frac{A}{X} = \frac{X^2 + Y^2}{2XY}$ auf $\frac{X}{2Y}$ reduciren können, indem man $\frac{Y}{2X}$ vernachlässigt. Die Werthe von f und Q werden dann:

$$f = \frac{6PXY^2}{10\varepsilon}; \; Q = \frac{PX}{2Y}.$$

In der Praxis können diese Formeln bei gedrückten Bogen, deren Pfeilhöhe $1/_{10}$ der Spannweite ist, angewendet werden. Ist der betrachtete Bogen ein Viertelskreis, so wird man $\varphi = \psi = \frac{\pi}{2}$ setzen, um die verticalen und horizontalen Verschiebungen f und h seines äußersten Endes zu erhalten. Man findet durch Substitution in die Gleichungen II:

$$-h = \frac{A^3}{3} \cdot \left(-\frac{P}{2} + \frac{pA}{6} + Q \cdot \frac{\pi}{4}\right)$$

$$f = A^3 \left\{ -P \frac{18\pi - 48}{24} + \frac{12\,Q}{24} + \frac{pA}{24} \cdot (15\pi - 48) \right\}.$$

Wenn $P = pA$ ist, und man Q durch die Bedingung bestimmt, daß $h = 0$ sein soll, so wird:

$$Q = \frac{4P}{3\pi} = 0{\cdot}44\ P \text{ und}$$

$$f = \frac{PA^3}{\varepsilon} \left(\frac{3\pi^2 - 4\pi - 16}{24\pi}\right) = 0{\cdot}01379 \frac{PA^3}{\varepsilon}.$$

c) Größte Verschiebung in horizontaler Richtung und Berechnung des Querschnitts des Bogens.

Untersucht man jetzt, unter der Voraussetzung, der Fuß C des Bogens AC Fig. 64 sei durch die Kraft Q beständig in der Verticalen CP gehalten, welcher Punkt des Bogens die größte Verschiebung in horizontaler Richtung erleiden werde. Zu diesem Behufe setzt man in dem Werthe von $x' - x$ Gleichung II:

$$P = pA;\ \psi = \frac{\pi}{2};\ Q = \frac{4P}{3\pi}, \text{ so gibt er:}$$

$$x' - x = \frac{PA^3}{12\varepsilon} \left\{ 3 \sin\varphi - 3\varphi \operatorname{Cos}\varphi + \sin^3\varphi - \frac{8}{\pi}(\varphi - \sin\varphi \operatorname{Cos}\varphi) \right\}.$$

Differentirt man diese Gleichung nach φ und setzt den ersten Differentialquotient $= 0$, so erhält man:

$\varphi = \frac{16}{3\pi} \sin\varphi \operatorname{Cos}\varphi$, welcher Gleichung genügt wird, wenn man darin:

$\varphi = 1{\cdot}10$ oder Winkel $\varphi = 63^\circ$; $\sin\varphi = 0{\cdot}89$; $\operatorname{Cos}\varphi = 0{\cdot}45$ setzt.

Der die größte Verschiebung in der Horizontalen erleidende Punkt des Bogens ist von der Verticalen um 63° entfernt.

Die Größe der horizontalen Verschiebung D wird erhalten, wenn man für φ seinen eben gefundenen Werth in die letzte Gleichung für $x' - x$ setzt, und man findet auf solche Weise:

$$D = 0{\cdot}0053 \frac{PA^3}{\varepsilon}.$$

Für einen Bogen mit rechtwinklichem Querschnitte wird:

$$D = 0{\cdot}063 \frac{PA^3}{Ebh^3}$$

$$\text{und } f = 0{\cdot}68 \frac{PA^3}{Ebh^3}, \text{ also } D = 0{\cdot}62\,.\,f$$

b Breite, h Höhe des Querschnitts.

Was nun die Berechnung des Bogenquerschnitts betrifft, so bedient man sich der Hauptgleichung

$$\frac{R^1}{E} = \frac{T}{Ew} + V \cdot \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds}.$$

Hierin ist:

T die tangentiale Kraft an demjenigen Theil des Bogens, wo sie am größten ist,
w der Inhalt des Bogenquerschnitts.

E der Elasticitätsmodul,

R, die größte zusammendrückende Kraft, der man die Flächeneinheit des Bogenquerschnitts aussetzen will.

Die Kraft T wird auf jede Flächeneinheit des Bogens einen Druck gleich $\frac{T}{w}$ ausüben, wodurch eine Verkürzung für die Längeneinheit der Fasern gleich $\frac{T}{Ew}$ hervorgebracht wird.

Die am meisten durch die Biegung zusammengedrückte Faser ist die an der Oberfläche des gebogenen Körpers in dem Abstande V von der neutralen Achse gelegene und ihre Verkürzung ist für die Längeneinheit nach dem Frühern

$$V \cdot \frac{d\varphi^1 - d\varphi}{ds}.$$

Die gesammte Verkürzung auf die Längeneinheit ist somit:

$$\frac{T}{Ew} + V \cdot \frac{d\varphi^1 - d\varphi}{ds}.$$

Andererseits ist die durch die Kraft R' bei den Fasern erzeugte Verkürzung an demselben Körper für die Längeneinheit $\frac{R,}{E}$, und diese Verkürzung ist das Maximum von der, welche die Fasern des Bogens erleiden sollen, man kann also setzen, wie oben

$$\frac{R,}{E} = \frac{T}{Ew} + V \cdot \frac{d\varphi^1 - d\varphi}{ds},$$

welche Gleichung eine Funktion der beiden Dimensionen des Querschnitts des Bogens werden wird, wenn man in dieselbe für V $\frac{d\varphi^1 - d\varphi}{ds}$ seinen aus der Gleichung des Gleichgewichts für den Widerstand gegen Biegung zu findenden Werth substituirt, und für x und y diejenigen Werthe setzt, welche V $\cdot \frac{d\varphi^1 - d\varphi}{ds}$ zu einem Maximum machen.

Betrachtet man nun irgend einen Punkt m des Bogens AC, Fig. 64, so wird die Spannung T in diesem Punkte erhalten, wenn man die verschiedenen Kräfte, denen der Theil mC ausgesetzt ist, nach der Tangente am Punkte m der Kurve zerlegt und diese Seitenkräfte summirt. Nun ist der Winkel der Tangente der Horizontalen $= \varphi$, man hat daher:

$$T = P \sin\varphi + Q \operatorname{Cos}\varphi - pA \sin\varphi\,(\sin\psi - \sin\varphi)$$

welches für

$$pA \sin\psi = P \text{ und } \frac{P}{\psi} = Q,$$ welche Werthe gültig sind, wo man sehr flache Bogen betrachtet, gibt:

$$T = + P \left\{\frac{\sin^2\varphi}{\sin\psi} + \frac{\operatorname{Cos}\varphi}{\psi}\right\}.$$

Den zum Maximum dieses Ausdrucks gehörigen Werth von φ erhält man durch die Gleichung:

$$\frac{2 \sin\varphi \operatorname{Cos}\varphi}{\sin\psi} - \frac{\sin\varphi}{\psi}{}^{*)} = 0$$

nämlich $\varphi = 60°$; $\operatorname{Cos}\varphi = 0{\cdot}5$; $\sin\varphi = 0{\cdot}866$, daher

$$T = \frac{5}{4} \cdot \frac{P}{\psi}.$$

Der Werth von $\frac{V . d\varphi' - d\varphi}{ds}$ ist für einen Kreisbogen von geringem Pfeil, indem man ebenfalls $p\,A \sin\psi = P$ und $Q = \frac{P}{\psi}$ setzt,

$$V . \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = \frac{VA}{\varepsilon}\left[- P\left(\frac{\sin\psi}{2} - \frac{\sin^2\varphi}{2\sin\psi}\right) - \frac{1}{\psi}\left(\operatorname{Cos}\varphi \operatorname{Cos}\psi\right)\right].$$

Den zum Maximum dieses Ausdruckes gehörigen Werth von φ erhält man durch die Gleichung:

$$-\frac{\sin\varphi \operatorname{Cos}\varphi}{\sin\psi} + \frac{\sin\psi}{\psi} = 0, \text{ woraus } \varphi = 0, \text{ und folglich:}$$

$$V . \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = -\frac{VPA}{2\varepsilon}\left(\sin\psi - 2 \cdot \frac{1 - \operatorname{Cos}\psi}{\psi}\right).$$

Man hat also für einen gedrückten Bogen von geringem Pfeil:

$$\frac{R'}{E} = P\left\{\frac{5}{4Ew\psi} + \frac{VA}{2\varepsilon}\left(\sin\psi - 2\,\frac{1 - \operatorname{Cos}\psi}{\psi}\right)\right\}.$$

Handelt es sich um einen Viertelskreisbogen, so erhält man für $p\,A = P$

$$\psi = \frac{\pi}{2} \text{ und } Q = \frac{4P}{3\pi}$$

$$T = P\left(\sin^2\varphi + \frac{4\operatorname{Cos}\varphi}{3\pi}\right)$$

$$\text{und } V . \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = \frac{VPA}{\varepsilon}\left(\frac{4\operatorname{Cos}\varphi}{3\pi} - \frac{1}{2}\operatorname{Cos}^2\varphi\right), \text{ daher}$$

$$\frac{R_{\prime}}{E} = \frac{P}{Ew}\left(\sin^2\varphi + \frac{4\operatorname{Cos}\varphi}{3\pi}\right) + \frac{VPA}{\varepsilon}\left(\frac{4\operatorname{Cos}\varphi}{3\pi} - \frac{1}{2}\operatorname{Cos}^2\varphi\right)$$

in welchem Ausdrucke man $\varphi = 1{\cdot}10$, $\sin\varphi = 0{\cdot}89$, $\operatorname{Cos}\varphi = 0{\cdot}45$ machen muß, weil für diese Punkte die Biegung am größten ist. Durch diese Substitution erhält man:

$$\frac{R_{\prime}}{E} = P\left(\frac{1{\cdot}36}{Ew} + \frac{VA}{\varepsilon} \cdot 0{\cdot}085\right)$$

und wenn der Bogen von rechteckigem Querschnitte ist: $\varepsilon = E \cdot \frac{b\,h^3}{12}$; $w = b\,h$;

$$V = \frac{h}{2} \qquad b\,h^2 = \frac{P}{R'}\left\{1{\cdot}36\,h + 0{\cdot}51\,A\right\}.$$

Hat man einen Halbkreisbogen und ist die Gesammtbelastung P, so geht die Formel über in:

$$b\,h^2 = \frac{P}{R'}\left\{0{\cdot}68\,h + 0{\cdot}25\,A\right\}.$$

---

*) Für $\sin\varphi = 0$ wird der Ausdruck ein Minimum.

d) Resultate der Rechnung über Biegung eines Bogens, der mit gleichförmig auf seinen Umfang vertheilten Gewichten belastet, an einem Ende eingemauert, am andern von 2 Kräften P und Q beansprucht wird.

In diesem Falle ist der Gang der Rechnung derselbe wie oben, und man kann alle frühere Bezeichnungen beibehalten, nur ist zu beobachten, daß p nicht mehr das von der Längeneinheit der Horizontalprojektion des Bogens getragene Gewicht, sondern die auf die Längeneinheit des Bogens kommende Belastung bezeichnet. Nennt man also P die ganze vom Bogen getragene Last, so hat man $p \psi A = P$.

Auf diese Art wird man finden:

1) für einen gedrückten Bogen:

$$f = \frac{3 P A^3 \psi^5}{20 \varepsilon} \cdot Q = \frac{P}{\psi}$$

$$\frac{R_{\prime}}{E} = P \left[\frac{1}{4 E w \psi} + \frac{V A}{2 \varepsilon}\left(\sin \psi - 2 \cdot \frac{1 - \operatorname{Cos} \psi}{\psi}\right)\right];$$

2) für einen Viertelskreis:

$$f = \frac{P A^3}{\varepsilon} \cdot \frac{5 \pi^2 - 8 \pi - 24}{8 \pi} = 0{\cdot}00887 \frac{P A^3}{\varepsilon}$$

$$Q = \frac{4 P}{4 \pi} = 0{\cdot}3181 \,.\, P;\ D = 0{\cdot}0053 \,.\, \frac{P A^3}{\varepsilon} = 0{\cdot}62\, f$$

$$\frac{R_{\prime}}{E} = P \left(\frac{1{\cdot}198}{E w} + \frac{V}{\varepsilon} \cdot 0{\cdot}093\, A\right).$$

Für einen Bogen von rechteckigem Querschnitte hat man:

$$b h^2 = \frac{P}{R_{\prime}} \{1{\cdot}198 \,.\, h + 0{\cdot}55\, A\}.$$

Wenn der Bogen ein Halbkreis ist und P die ganze Belastung:

$$b h^2 = \frac{P}{R_{\prime}} \{0{\cdot}599\, h + 0{\cdot}27\, A\}.$$

e) Resultate der Rechnung, wenn die an dem Bogen angreifenden Kräfte sich auf die beiden Kräfte P und Q reduciren.

Setzt man $p = 0$, so erhält man:

1) Für einen gedrückten Bogen:

$$f = \frac{P X^3}{\varepsilon}\left(\frac{1}{128} - \frac{3 X^2}{20 A^2}\right), Q = \frac{25}{32} \cdot \frac{P A}{X}$$

$$\frac{R_{\prime}}{E} = P \left\{\frac{5}{4 E w \psi} + \frac{V}{\varepsilon} A \left(\sin \psi - \frac{25}{16} \frac{1 - \operatorname{Cos} \psi}{\psi}\right)\right\}, \text{ für}$$

$$\sin \psi = \psi - \frac{\psi^3}{6} + \dots.$$

$$\operatorname{Cos} \psi = 1 - \frac{\psi^2}{2} + \frac{\psi^4}{24} - \dots.$$

erhält man:

$$\frac{R_{\prime}}{E} = P \left\{\frac{5}{4 E w \psi} + \frac{V}{\varepsilon} \cdot A \left(\frac{7}{32} \cdot \psi - \frac{39}{384} \cdot \psi^3\right)\right\}.$$

2) Für einen Viertelskreis:

$$f = \frac{P A^3}{\varepsilon} \cdot \frac{3\pi^2 - 8\pi - 4}{4\pi} = 0{\cdot}037 \frac{P A^3}{\varepsilon}$$

$$Q = \frac{2P}{\pi} = 0{\cdot}636\, P;\; D = 0{\cdot}021 \frac{P A^3}{\varepsilon} = 0{\cdot}59\, f$$

$$\frac{R_{,}}{E} = P \left\{ \frac{1{\cdot}185}{E w} + 0{\cdot}185 \frac{V A}{\varepsilon} \right\}.$$

Wenn der Bogen einen rechteckigen Querschnitt hat:

$$b h^2 = \frac{P}{R_{,}} \{ 1{\cdot}185 h + 1{\cdot}11 A \}.$$

Für einen Halbkreisbogen, wenn P die ganze Last im Scheitel:

$$b h^2 = \frac{P}{R_{,}} \{ 0{\cdot}592 h + 0{\cdot}55 A \}.$$

f) Formeln zur Berechnung des Querschnittes gedrückter Bogen.

Die Formel: $$\frac{R_{,}}{E} = P \left\{ \frac{5}{4 E w \psi} + \frac{V A}{2 \varepsilon} \left(\sin\psi - 2 \cdot \frac{1 - \operatorname{Cos}\psi}{\psi} \right) \right\}$$

dient sowohl zur Berechnung des Querschnitts gedrückter Bogen, welche gleichförmig auf ihrem Umfange belastet sind, als auch des Querschnitts gedrückter Bogen mit gleichförmiger Belastung auf der Horizontalprojektion.

Entwickelt man sin ψ und Cos ψ nach Potenzen von ψ und vernachlässigt man die fünfte Potenz von ψ, so findet man:

$$\frac{V A}{2 \varepsilon} \left(\sin\psi - 2 \cdot \frac{1 - \operatorname{Cos}\psi}{\psi} \right) = - \frac{V A \psi^3}{24 \varepsilon}.$$

Man hat daher:

$$\frac{R_{,}}{E} = P \left\{ \frac{5}{4 E w \psi} + \frac{V . A \psi^3}{24 . \varepsilon} \right\}$$

setzt man $\frac{1}{\psi} = M$ und $\psi^3 = N$, so wird

$$\frac{R_{,}}{E} = P \left\{ \frac{5 M}{4 E w} + \frac{N . V . A}{24 . \varepsilon} \right\}.$$

Wenn der Querschnitt des Bogens ein volles Rechteck ist, so wird:

$$b h^2 = \frac{P}{R_{,}} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N . A}{4} \right\}$$ und da

$$A = \frac{Y}{2} \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right)$$

$$b h^2 = \frac{P}{R_{,}} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N Y}{8} \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right) \right\}.$$

Für den vollständigen gedrückten Bogen hat man daher:

$$b h^2 = \frac{P}{2 R_{,}} \left\{ \frac{5 M h}{4} + \frac{N Y}{8} \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right) \right\}.$$

Wenn der Querschnitt des Bogens ein Kreis von Radius r ist:

$$r^3 = \frac{P}{2 R_{,}} \left\{ 0{\cdot}398 M r + 0{\cdot}0265 N Y \left(\frac{X^2}{Y^2} + 1 \right) \right\}.$$

Für einen durchbrochenen Bogen: Höhe des Querschnitts $= h$, Höhe der Durchbrechung $= h_{,}$, Breite $= b$

$$b(h^3 - h_{,}^3) = \frac{P}{2R_{,}}\left\{\frac{5M.(h^3 - h_{,}^3)}{4(h - h_{,})} + \frac{N.A.h}{4}\right\}.$$

Für einen Röhrenbogen von elliptischem Querschnitte; die halben Achsen in der Horizontalen a und a′ und in der Verticalen b und b′

$$a b^3 - a' b'^3 = \frac{P}{2R_{,}}\left\{\frac{5M.(a b^3 - a' b'^3)}{4.3{\cdot}142\,(a b - a' b')} + \frac{N A b}{18{\cdot}849}\right\}.$$

Der Horizontalschub gegen die Widerlager:

$$Q = \frac{PM}{2}.$$

Um die Berechnung nach diesen Formeln zu erleichtern, geben wir in nachstehender Tabelle die Werthe von $\frac{1}{\psi}$ und ψ^3, welche den bekannten Werthen von $\frac{X}{Y}$ entsprechen.

$\frac{X}{Y}$	2·00	3·00	4·00	5·00	10·00	15·00	20·00
M	1·08	1·55	2·04	2·66	6·66	7·63	9·52
N	0·792	0·263	0·117	0·053	0·034	0·022	0·001

g) Berechnung der Querschnittsdimensionen eines gedrückten Bogens, welcher die Form einer Parabel hat.

Wenn der parabolische Bogen Fig. 68 auf gleiche horizontale Längen gleich belastet ist, so erleidet er in jedem Punkte nur eine Pressung und es ist nirgends ein Bestreben zur Biegung.

Die Pressungen im Scheitel und an den Stützpunkten des Bogens ergeben sich wie folgt:

Für einen beliebig angenommenen Punkt m hat man $d x \tan\beta = dy$, worin β den Winkel bezeichnet, welchen die Tangente des Punktes m mit der Horizontalen macht; es ist daher $\tan\beta = \frac{d y}{d x}$ aus der Gleichung der Parabel $x^2 = p.'y$ folgt $\frac{d y}{d x} = \frac{2 x}{p'}$; folglich hat man $\frac{2 x}{p'} = \tan\beta$ und demnach auch $\frac{2X}{p'} = \tan\alpha$; wenn α den Winkel bezeichnet, welchen die Tangente an dem Stützpunkte mit der Horizontalen macht.

Den Parameter p′ findet man aus der Gleichung $X^2 = p' Y$, nämlich $p' = \frac{X^2}{Y}$, daher

$$\tan\alpha = \frac{2X}{\frac{X^2}{Y}} = \frac{2Y}{X};\ \text{folglich}$$

$$\cos\alpha = \frac{X}{\sqrt{(X^2 + 4Y^2)}};\ \sin\alpha = \frac{2Y}{\sqrt{(X^2 + 4Y^2)}}$$

nun ist $T \cos\alpha = Q$ und $T \sin\alpha = p X$, wobei

T die tangentiale Pressung an dem Stützpunkte,
Q „ „ „ „ „ Scheitel,
p die Last auf die Längeneinheit der Horizontalprojektion des Bogens bedeuten.
Werden für Cos α und sin α die obigen Werthe gesetzt, so erhält man:

$$T \cdot \frac{2Y}{\sqrt{(X^2 + 4Y^2)}} = p \cdot X, \text{ also}$$

$$T = \frac{pX}{2Y} \sqrt{(X^2 + 4Y^2)}; \text{ sodann aus}$$

$$\frac{pX}{2Y} \sqrt{X^2 + 4Y^2} \cdot \frac{X}{\sqrt{X^2 + 4Y^2}} = Q = \frac{pX^2}{2Y}.$$

Bedeuten b, h die Querschnittsdimensionen des Bogens im Scheitel; b, h' dieselben an den Stützpunkten, ferner $R_{,}$ wieder die größte erlaubte Pressung auf die Flächeneinheit des Querschnitts, so hat man

$$b\,h = \frac{1}{R_{,}} \cdot \frac{pX^2}{2Y} \text{ und}$$

$$b\,h' = \frac{1}{R_{,}} \cdot \frac{pX}{2Y} \cdot \sqrt{X^2 + 4Y^2}.$$

Wenn außer der gleichförmigen Belastung p auf die Längeneinheit ein Gewicht W an einem beliebigen Punkte des Bogens wirksam ist, so tritt außer der Längenpressung noch eine Biegung ein, d. h. es hat der Bogen das Bestreben, seine Form zu ändern; in diesem Falle wird die Gesammtwirkung auf den betreffenden Bogenquerschnitt folgendermaßen bestimmt:

Jeder der Theile NM und NM, Fig. 68, befindet sich in demselben Gleichgewichtszustande, als wenn die Kurve in N unterstützt wäre, und an den Enden M und M, Kräfte wirkten, die den auf die Widerlager ausgeübten Wirkungen gleichkommen; es können daher auch die früher hergeleiteten allgemeinen Gleichungen Anwendung finden, wenn man beobachtet, daß die Richtung der Kurve an dem Punkte N nicht zum Voraus bestimmt ist, wie dieß bei der eingemauerten Kurve der Fall war.

Bezeichnet man mit:
α die horizontale Entfernung des Punktes N vom Scheitel des Bogens,
x y die Coordinaten der Kurvenpunkte vom Punkte N an gerechnet,
X die halbe Spannweite,
Y die Pfeilhöhe, so ist die Gleichung der Kurve für den Ursprung der Coordinaten in C: $y = \frac{Yx^2}{X^2}$;
für den Coordinatenursprung in N hat man aber die Gleichung des Theils NM

$$y = \frac{Y}{X^2}(2\alpha x + x^2); \text{ daher}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2Y}{X^2}(\alpha + x).$$

Werden diese Werthe in die allgemeinen Gleichungen (I) substituirt und statt Y, $\frac{Y}{X^2}(X^2 - \alpha^2)$ gesetzt, ferner die höhern Potenzen von $\frac{dy}{dx}$ vernachlässigt, so

erhält man für den Theil NM des Bogens:

$$dx' - dx = -\frac{1}{\varepsilon} dx \frac{2Y}{X^2}\Big[P\left\{(X-\alpha)\alpha x + \left(X - \frac{3\alpha}{2}\right)x^2 - \frac{x^3}{2}\right\}$$
$$+ \frac{QY}{X^2}\left\{(X^2-\alpha^2)\alpha x - \alpha^2 x^2 + (X^2-\alpha^2)x^2 - \frac{4\alpha x^3}{3} - \frac{x^4}{3}\right\}\Big]$$

$$dy' - dy = \frac{1}{\varepsilon} dx\Big[P\left\{(X-\alpha)x - \frac{x^2}{2}\right\} + \frac{QY}{X^2}\left\{(X^2-\alpha^2)x - \alpha x^2 - \frac{x^3}{3}\right\} + m\Big]$$

wobei m eine durch Integration eingeführte Constante ist, deren Werth von der Neigung, welche die Kurve in dem Stützpunkte N annehmen soll, abhängt. Man erhält durch nochmalige Integration:

$$x' - x = -\frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{2Y}{X^2}\Big[P\left\{(X-\alpha)\frac{\alpha x^2}{2} + \left(X - \frac{3\alpha}{2}\right)\frac{x^3}{3} - \frac{x^4}{8}\right\}$$
$$+ \frac{QY}{X^2}\left\{(X^2-\alpha^2)\frac{\alpha x^2}{2} + (X^2 - 2\alpha^2)\frac{x^3}{3} - \frac{\alpha x^4}{3} - \frac{x^5}{15}\right\}\Big]$$

$$y' - y = \frac{1}{\varepsilon}\Big[P\left\{(X-\alpha)\frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6}\right\} + \frac{QY}{X^2}\left\{(X^2-\alpha^2)\frac{x^2}{2} - \frac{\alpha x^3}{3} - \frac{x^4}{12}\right\} +$$
$$+ mx\Big].$$

Macht man $x = X - \alpha$, so erhält man die Verschiebungen h und f des Punktes M

$$-h = \frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{2Y}{X^2}\Big[P\left\{\frac{5X^4}{24} - \frac{X^3\alpha}{2} + \frac{X^2\alpha^2}{4} + \frac{X\alpha^3}{6} - \frac{\alpha^4}{8}\right\}$$
$$+ \frac{QY}{X^2}\left\{\frac{4X^5}{15} - \frac{X^4\alpha}{2} + \frac{X^2\alpha^3}{3} - \frac{\alpha^5}{10}\right\}\Big]$$

$$f = \frac{1}{\varepsilon}\Big[P\left\{\frac{X^3}{3} - X^2\alpha + X\alpha^2 - \frac{\alpha^3}{3}\right\} +$$
$$+ \frac{QY}{X^2}\left\{\frac{5X^4}{12} - X^3\alpha - \frac{X^2\alpha^2}{2} + \frac{X\alpha^3}{3} - \frac{\alpha^4}{4}\right\} - m(X-\alpha)\Big]$$

Dieselben Formeln gelten für den Theil NM' der Kurve, wenn man die Zeichen von α und m ändert.

P' und Q' seien die am Punkte M' wirkenden Kräfte,
h' und f' die Verschiebungen des Punktes M'; so hat man:

$$-h' = \frac{1}{\varepsilon}\cdot\frac{2Y}{X^2}\Big[P'\left\{\frac{5X^4}{24} + \frac{X^3\alpha}{2} + \frac{X^2\alpha^2}{4} - \frac{X\alpha^3}{6} - \frac{\alpha^4}{8}\right\} +$$
$$+ \frac{Q'Y}{X^2}\left\{\frac{4X^5}{15} + \frac{X^4\alpha}{2} - \frac{X^2\alpha^3}{3} + \frac{\alpha^5}{10}\right\}\Big]$$

$$f' = \frac{1}{\varepsilon}\Big[P'\left\{\frac{X^3}{3} + X^2\alpha + X\alpha^2 + \frac{\alpha^3}{3}\right\} +$$
$$+ \frac{Q'Y}{X^2}\left\{\frac{5X^4}{12} + X^3\alpha + \frac{X^2\alpha^2}{2} - \frac{X\alpha^3}{3} - \frac{\alpha^4}{4}\right\} - m(X+\alpha)\Big]$$

Die Kräfte an den Stützpunkten sind:

$$P = -W\frac{X+\alpha}{2X};\ P' = -W\cdot\frac{X-\alpha}{2X};$$

ferner $Q = Q'$.

Da nothwendig $h = -h'$ und $f = f'$ sein muß, so erhält man:

$$m = -\frac{W}{2X}\left(\frac{2X^2\alpha}{3} - \frac{2\alpha^3}{3}\right) + \frac{QY}{X^2}\left(X^2\alpha - \frac{\alpha^3}{3}\right)$$

$$\text{und } Q = \frac{5W}{64} \cdot \frac{5X^4 - 6X^2\alpha^2 + \alpha^4}{X^3 Y}$$

$$h = -h' = \frac{W}{2\varepsilon} \cdot \frac{(19X^8 - 60X^6\alpha^2 + 66X^4\alpha^4 - 28X^2\alpha^6 + 3\alpha^8)\,Y\alpha}{96X^7}$$

$$f = f' = \frac{W}{2\varepsilon} \cdot \frac{3X^8 + 104X^6\alpha^2 - 102X^4\alpha^4 - 5\alpha^8}{384X^5}$$

In dem Theile N M ist die tangentiale Pressung T für einen Punkt, dessen Coordinaten x und y sind:

$$T = \frac{pX^2}{2Y} + \frac{W.Y(X+\alpha)(\alpha+x)}{X^3} + \frac{5W}{64} \cdot \frac{5X^4 - 6X^2\alpha^2 + \alpha^4}{X^3 Y}$$

$$\text{und } V \cdot \frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = \frac{V}{\varepsilon}\left\{P(X-\alpha-x) + \frac{QY}{X^2}(X^2 - \alpha^2 - 2\alpha x + x^2\right\}$$

worin für P und Q die früher erwähnten Werthe zu setzen sind.

Für den Aufhängepunkt N ist $x = 0$, daher

$$V\frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = \frac{V}{\varepsilon}\left\{P(X-\alpha) + \frac{QY}{X^2}(X^2 - \alpha^2)\right\}$$

und wenn die Werthe von P und Q substituirt werden:

$$V\frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = \frac{V.W}{2\varepsilon} \cdot \frac{(X^2 - \alpha^2)(7X^4 + 30X^2\alpha^2 - 5\alpha^4)}{32X^6}.$$

Sucht man den Werth von α, für welchen der Ausdruck $V\frac{d\varphi' - d\varphi}{ds}$ ein Maximum wird, so erhält man:

$$\alpha = 0{\cdot}557\ X \text{ und daher}$$

$$V\frac{d\varphi' - d\varphi}{ds} = -\frac{V.W}{2\varepsilon} \cdot 0{\cdot}341 . X.$$

Man sieht hieraus, daß die schwächste Stelle des Bogens etwa $^{11}/_{20}$ der halben Weite vom Scheitel entfernt ist.

Wird in dem obigen Ausdruck von T, $x = 0$ gesetzt, so erhält man die Pressung an der Bruchstelle

$$T = \frac{pX^2}{2Y} + \frac{WY(X+\alpha)\alpha}{X^3} + \frac{5W}{64} \cdot \frac{5X^4 - 6X^2\alpha^2 + \alpha^4}{X^3 Y}.$$

Zur Berechnung der Querschnittsdimensionen des Bogens hat man wieder die Gleichung

$$\frac{R_{,}}{E} = \frac{T}{E\,w} + \frac{VW}{2\varepsilon} \cdot 0{\cdot}341\ X.$$

Für einen rechteckigen Querschnitt von der Breite b und Höhe h ergibt sich:

$$b\,h^2 = \frac{1}{R_{,}}\{T\,h + 1{\cdot}023\ X\,W\}.$$

b) Berechnung der Bogen nach der empirischen Formel von Funk*).

Die Formel, welche Funk zur Berechnung der **Bohlenbögen** aufstellt und welche sich auf Erfahrungen gründet, die derselbe theils mit Modellen, theils mit

*) Abhandlung über die Anwendbarkeit der Bohlenbogen zu hölzernen Brücken. Leipzig 1812.

den Bögen der von ihm erbauten Brücke bei Preußisch Minden gemacht hat, heißt:

$$P = E \frac{bh^2}{l} \cdot \sin\psi.$$

Hierin bedeutet:

P die Belastung, welche ein Bohlenbogen mit vollkommener Sicherheit eine lange Reihe von Jahren in seiner Mitte tragen kann, in Berliner Pfunden;

b Breite, h Höhe } des Bogenquerschnittes in rheinl. Zollen;

l Länge des Bogens in rheinl. Zollen;

ψ der Sehnenwinkel;

E ein Erfahrungs-Coefficient für

Kieferholz	17000	Berliner Pfund.
Sommereichen	23500	„ „
Wintereichen	24000	„ „
Rothtannen	12000	„ „
Weißtannen	16000	„ „

Will man diese Formel für andere Bogen anwenden, so muß man nach Röber *) für die Wiebeking'schen Bogen statt E — $^5/_3$ E setzen,
„ einzelne Balkenkurven „ „ — $^4/_3$ E „
„ krummgewachsene Balken „ „ — 2 E „
„ verzahnte Balken „ „ — $^4/_3$ E „
„ krumm geschnittene Balken „ „ — $^3/_4$ E „

Wenn man bemerkt, daß

2·138 Berliner Pfund = 1 Kil. und

38·31 rheinl. Zolle = 1 Mtr. ausmachen, so wird obige Formel für Meter und Kilogramme folgend:

$$P = 686{\cdot}46\,E\,.\frac{BH^2}{L}\sin\psi.$$

Da ferner 1·069 Berliner Pfund = 1 bad. Pfund,

11,49 rheinl. Zolle = 1 bad. Fuß,

so wird die Formel für bad. Fuße und Pfunde folgend:

$$P = 123.5\,E\,.\frac{BH^2}{L}\cdot\sin\psi.$$

§. 8.

Prony's Theorie über den Seitendruck der Erde nach Navier und Français.

AB Taf. II., Fig. 81 sei eine ebene Wand, welche von der Erde gedrückt wird und durch eine normale Kraft H gehalten ist; es fragt sich, wie groß diese Kraft sein muß und welches ihr Angriffspunkt ist.

Angenommen die Hinterfüllungserde spalte sich nach der Linie AT, so sei:

h die verticale Höhe AC der Wand,

ε der Winkel BAC,

---

*) Röber, praktische Darstellung der Brückenbaukunde. — Darmstadt 1821. 2. Thl. S. 131.

φ der Winkel BAT,

ψ der Winkel CAF, den die Linie der natürlichen Böschung mit der Verticalen macht,

f der Coefficient der Reibung für das Gleiten der Erdtheile,

c die Kraft der Cohäsion der Erde für die Flächeneinheit,

γ das Gewicht der Kubikeinheit Erde.

Die Kraft, welche ein Abgleiten des Prismas BAT auf AT zu bewirken sucht, ist:

$$\frac{\gamma h^2}{2} [\tan(\varphi - \varepsilon) + \tan . \varepsilon] \cos(\varphi - \varepsilon).$$

Die Kraft, welche diesem Gleiten entgegenwirkt, ist:

$$H \sin\varphi + f H \cos\varphi + \frac{f\gamma h^2}{2} [\tan(\varphi - \varepsilon) + \tan\varepsilon] \sin(\varphi - \varepsilon) + \frac{ch}{\cos(\varphi - \varepsilon)}$$

Durch Gleichsetzung dieser Kräfte findet man:

$$H = \frac{\frac{\gamma h^2}{2} [\tan(\varphi - \varepsilon) + \tan\varepsilon] [\cos(\varphi - \varepsilon) - f \sin(\varphi - \varepsilon)] - \frac{ch}{\cos(\varphi - \varepsilon)}}{\sin\varphi + f \cos\varphi}$$

für $f = \frac{\cos\psi}{\sin\psi}$ gesetzt, gibt:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} [\tan(\psi - \varphi) + \tan\varepsilon] [\tan(\varphi - \varepsilon) + \tan\varepsilon] \cos\varepsilon - \\ - \frac{ch \sin\psi}{\cos(\psi - \varphi) \cos(\varphi - \varepsilon)} \quad (1)$$

Dieses ist der Werth für den Druck eines beliebigen Erdprismas, welches sich ablösen will. Dasjenige aber, welches sich wirklich ablöst, kann nur jenes sein, welches den größten Druck unter allen übrigen ausübt. Der Winkel φ muß daher dergestalt bestimmt werden, daß H ein Größtes wird.

Wird die Gleichung (1) differentirt und $\frac{dH}{d\varphi} = 0$ gesetzt, so ergibt sich:

$$\varphi = \frac{\psi + \varepsilon}{2}.$$

Wird dieser Werth in der Gleichung (1) substituirt, so ergibt sich:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} [\tan \tfrac{1}{2}(\psi - \varepsilon) + \tan\varepsilon]^2 \cos\varepsilon - ch \cdot \frac{\sin\psi}{\cos^2 \tfrac{1}{2}(\psi - \varepsilon)} \quad (2)$$

für den gesuchten Erddruck.

Wenn die Stützwand die entgegengesetzte Neigung hat, Fig. 82, so ändert sich nur das Zeichen des Winkels ε und man hat:

$$\varphi = \frac{\psi - \varepsilon}{2} \text{ also}$$

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} [\tan \tfrac{1}{2}(\psi + \varepsilon) - \tan\varepsilon]^2 \cos\varepsilon - ch \cdot \frac{\sin\psi}{\cos^2 \tfrac{1}{2}(\psi + \varepsilon)}. \quad (3)$$

Ist endlich, Fig. 83, die Wand vertical, so wird $\varepsilon = 0$ daher $\varphi = \frac{\psi}{2}$ und:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} \tan^2 \tfrac{1}{2}\psi - 2 ch \tan \tfrac{1}{2}\psi. \quad (4)$$

Setzt man in den obigen Ausdrücken zur Abkürzung $\tan \frac{1}{2}(\psi \mp \varepsilon) \pm \tan \varepsilon = t$, also für eine verticale Wand $\tan \frac{1}{2}\psi = t$, so hat man statt den Gleichungen (2) und (3) die folgenden:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot t^2 \operatorname{Cos} \varepsilon - ch \cdot \frac{\sin \psi}{\operatorname{Cos}^2 \frac{1}{2}(\psi \mp \varepsilon)}. \tag{5}$$

Für eine verticale Wand:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot t^2 - 2\, cht. \tag{6}$$

Wird in der Gleichung (5) $H = 0$ gesetzt, so erhält man für h diejenige Höhe, auf welche sich die Erde unter einem Winkel $\psi \mp \varepsilon$ frei halten kann, wir nennen sie h_2, so ist:

$$h_2 = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{\sin \psi}{t^2 \operatorname{Cos}^2 \frac{1}{2}(\psi \mp \varepsilon) \operatorname{Cos} \varepsilon}. \tag{7}$$

Aus Gleichung (6) ergibt sich für $H = 0$ die Höhe $h_{,}$, auf welche sich die Erde vertical abstechen läßt, nämlich:

$$h_{,} = \frac{4c}{\gamma t} \text{ woher} \tag{8}$$

(9) die Cohäsion $c = \frac{1}{4}\gamma h_{,} t$.

Die Formel (7) gibt, wenn für $c = \frac{1}{4}\gamma h_{,} \tan \frac{1}{2}\psi$ und $t = \tan \frac{1}{2}(\psi \mp \varepsilon) \pm \tan \varepsilon$ gesetzt wird:

$$h_2 = h_{,} \frac{\operatorname{Cos} \varepsilon \sin^2 \frac{1}{2}\psi}{\sin^2 \frac{1}{2}(\psi \pm \varepsilon)}.$$

Die Gleichungen (2) und (3) können auch unter folgende einfache Form

(10) gebracht werden: $H = \frac{\gamma h}{2} \cdot t^2 (h - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon$

und für eine verticale Wand:

$$H = \frac{\gamma h}{2} t^2 (h - h_{,}). \tag{11}$$

Um den Punkt zu finden, wo die Kraft H wirksam gedacht werden kann, bemerkt man, daß der Erddruck auf eine Höhe z nach Gleichung (10) $\frac{\gamma z}{2} \cdot t^2 (z - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon$ ist; diesen Ausdruck differentirt, gibt:

$\frac{\gamma dz}{2} \cdot t^2 (2z - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon$, folglich das Moment des Elementardrucks in Bezug auf den Punkt A:

$$\frac{\gamma dz}{2} \cdot t^2 (2z - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon \cdot \frac{h - z}{\operatorname{Cos} \varepsilon}.$$

Die Summe der Momente dieser Elementardrücke, dividirt durch den Gesammtdruck, ist also:

$$\frac{\int_0^h dz \,\{-2z^2 + (2h - h_2)z - hh_2\}}{h(h - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon} = \frac{h}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon} \cdot \frac{h - \frac{3}{2}h_2}{h - h_2}. \tag{12}$$

Für die Entfernung des Angriffspunktes der Kraft H von dem Punkte A.

Für eine verticale Wand ist dieser Abstand:

$$\frac{1}{3} h \cdot \frac{h - \frac{3}{2} h_,}{h - h_,}. \tag{13}$$

Setzt man die Cohäsion = 0, so ist $h_2 = h_, = 0$ und:

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot t^2 \operatorname{Cos} \varepsilon \tag{14}$$

für eine verticale Wand: $$H = \frac{\gamma h^2}{2} \cdot t^2. \tag{15}$$

Die Entfernung des Angriffspunktes von A ist $\frac{h}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon}$; und für eine verticale Wand $\frac{h}{3}$, wie bei einer Flüssigkeit.

Français erhält auf dem gleichen Wege die Größe des Erddruckes für den Fall Fig. 81:

$$H = \left\{ \frac{1}{2} \gamma h^2 [\operatorname{tang} \frac{1}{2} (\psi - \varepsilon) + \operatorname{tang} \varepsilon]^2 - 2 c h \operatorname{tang} \frac{1}{2} (\psi - \varepsilon) . \right. \tag{16}$$
$$\left. . (1 + \operatorname{tang} \varepsilon \operatorname{Cotang} (\psi - \varepsilon)) \right\} \operatorname{Cos} \varepsilon.$$

Macht die innere Wand der Stützfläche mit der Horizontalen einen spitzen Winkel, so ist:

$$H = \left\{ \frac{1}{2} \gamma h^2 [\operatorname{tang} \frac{1}{2} (\psi + \varepsilon) - \operatorname{tang} \varepsilon]^2 - 2 c h \operatorname{tang} \frac{1}{2} (\psi + \varepsilon) . \right. \tag{17}$$
$$\left. . (1 - \operatorname{tang} \varepsilon \operatorname{Cotang} (\psi + \varepsilon)) \right\} \operatorname{Cos} \varepsilon$$

für eine verticale Wand endlich:

$H = \frac{1}{2} \gamma h^2 \operatorname{tang}^2 \frac{1}{2} \psi - 2 c h \operatorname{tang} \frac{1}{2} \psi$ wie die Gleichung (4) nach Navier. (18)

Die Gleichung (18) gibt weiter für $H = 0$, die Höhe h, auf welche sich die Erde vertical hält:

$$h_1 = \frac{4 c}{\gamma \operatorname{tang} \frac{1}{2} \psi} \text{ und } c = \frac{1}{4} \gamma h_1 \operatorname{tang} \frac{1}{2} \psi.$$

Setzt man in den Gleichungen (16) und (17) $H = 0$; so ergibt sich die Höhe h_2, auf welche sich die Erde mit der Böschung $90 \pm \varepsilon$ hält, ohne einzufallen. Es wird:

$$h_2 = \frac{4 c \operatorname{tang} \frac{1}{2} (\psi \mp \varepsilon) (1 \pm \operatorname{tang} \varepsilon \operatorname{Cotang} (\psi \mp \varepsilon))}{\gamma [\operatorname{tang} \frac{1}{2} (\psi \mp \varepsilon) \pm \operatorname{tang} \varepsilon]^2} \tag{19}$$

für c den Werth $\frac{1}{4} \gamma h_1 \operatorname{tang} \frac{1}{2} \psi$ substituirt gibt:

$$h_2 = h_1 \frac{\operatorname{Cos} \varepsilon . \sin^2 \frac{1}{2} \psi}{\sin^2 \frac{1}{2} (\psi \pm \varepsilon)}. \tag{20}$$

Da der Böschungswinkel der Erde stets kleiner als 90° ist, so wird:

$$h_2 = h_1 \frac{\operatorname{Cos} \varepsilon . \sin^2 \frac{1}{2} \psi}{\sin^2 \frac{1}{2} (\psi - \varepsilon)}. \tag{21}$$

Hierin bedeutet also ψ den Winkel der natürlichen Böschung und ε den der steilsten Böschung der Erde bei der Höhe h_2 mit der Verticalen, und $h_,$ die Höhe, auf welche sich die Erde vertical abstechen läßt.

Ist $h_,$ gegeben, so läßt sich aus dieser Gleichung sowohl 1) die Höhe h_2 finden, bis zu der sich die Erde unter dem Winkel ε aufwerfen läßt, als auch 2) diesen Winkel ε, unter dem sich die Erde bei einer gegebenen Höhe h_2 erhalten kann.

Für Erdaushebungen hat Français nach der Formel (21) eine Tabelle berechnet, die hier mitgetheilt werden soll. Die Einrichtung und der Gebrauch der Tabelle ist folgende:

Die Zahl, welche in der horizontalen Kolumne steht, die den Kopf der Tabelle bildet, gibt die Anlage der natürlichen Böschung auf die Einheit der Höhe an, und jene Zahlen, welche in der ersten verticalen Kolumne stehen, geben eben so die Anlagen der Böschungen bei der Höhe = 1 für die Aushebung an. Die Zahl, welche in einem durch diese beiden Böschungsanlagen bestimmten Felde geschrieben steht, gibt den entsprechenden Werth von $\frac{h_2}{h_1}$, welcher daher mit dem Werth von h_1 multiplicirt werden muß, um die Auflösung der ersten Frage zu erhalten.

Bei der 2. Frage ist h_2 gegeben, die Böschungsanlage für die Aushebung aber ist unbekannt; es muß daher h_2 durch h_1 dividirt, und dann in der Kolumne, welche die Zahl für die natürliche Böschungsanlage enthält, jene gesucht werden, welche mit der gegebenen Anlage der natürlichen Böschung am nächsten übereinstimmt; der zuerst erhaltene Quotient in der entsprechenden verticalen Kolumne aufgesucht, wird dann in der ersten verticalen Kolumne den Werth für die zu gebende Böschungsanlage der Aushebung bestimmen.

Tafel

zur Berechnung der Höhen und der Böschungsanlagen für Erdaushebungen.

	0·5	0·6	0·7	0·8	0·9	1·0	1·1	1·2	1·3	1·4	1·5	1·6
0·20	2·95	2·40	2·11	1·92	1·80	1·71	1·64	1·59	1·55	1·52	1·49	1·47
0·25	4·30	3·19	2·65	2·34	2·14	1·99	1·89	1·82	1·75	1·70	1·66	1·63
0·30	6·80	4·43	3·42	2·89	2·57	2·35	2·19	2·08	1·99	1·91	1·86	1·81
0·35	12·37	6·50	4·57	3·65	3·13	2·79	2·56	2·39	2·27	2·17	2·08	2·02
0·40	28·38	10·37	6·36	4·72	3·88	3·36	3·02	2·78	2·60	2·46	2·35	2·26
0·45	115·59	18·83	9·37	6·33	4·91	4·11	3·60	3·24	3·00	2·81	2·66	2·54
0·50		43·30	14·98	8·83	6·38	5·11	4·34	3·84	3·48	3·22	3·02	2·87
0·55		176·92	27·25	13·03	8·59	6·47	5·31	4·58	4·08	3·72	3·45	3·24
0·60			62·77	20·86	11·93	8·41	6·63	5·53	4·83	4·33	3·97	3·69
0·65			257·34	37·92	18·05	11·28	8·40	6·77	5·76	5·08	4·58	4·22
0·70				87·57	28·26	15·77	10·90	8·42	6·96	6·00	5·33	4·84
0·75				356·96	51·54	23·26	14·63	10·69	8·52	7·16	6·25	5·60
0·80					119·08	37·41	20·47	13·92	10·61	8·65	7·39	6·51
0·85					488·06	68·21	30·26	18·67	13·46	10·59	8·82	7·63
0·90						157·39	48·55	26·65	17·51	13·18	10·65	9·01
0·95						645·69	86·59	38·61	23·50	16·73	13·03	10·79
1·00							204·69	61·95	32·86	21·77	16·21	12·98
1·05							840·78	68·11	48·60	29·21	20·57	15·88
1·10								260·64	79·01	40·81	26·73	19·74
1·15								1072·65	142·23	60·35	35·87	25·04
1·20									328·14	96·93	50·09	32·53

Setzt man in die Gleichungen (16) und (17) den Werth für c aus Gleichung (19) und

$$t = \text{tang}\ {}^1/_2\ (\psi \mp \varepsilon) \pm \text{tang}\ \varepsilon,$$

so werden dieselben, wie früher die Gleichung (10) von Navier angibt:

$$H = {}^1/_2\ \gamma t^2 \,.\, h\ (h - h_2)\ \text{Cos}\ \varepsilon,$$

worin t das Verhältniß der Grundlinie des Prismas vom größten Drucke zu dessen Höhe ausdrückt.

§. 9.

Theorie des Erddruckes von Hagen.

Es sei in Taf. II., Fig. 83

ψ der natürliche Böschungswinkel mit der Verticalen,

φ der Winkel der Bruchebene mit der Verticalen,

h die Höhe der Stützwand gleich der Höhe der Anschüttung,

f der Reibungscoefficient $=$ Cotang ψ

γ Gewicht der Kubikeinheit Erde,

H die Kraft, mit welcher gegen die Wand gedrückt werden muß, damit keine Bewegung entsteht; so ist das Gewicht des abrutschenden Erdteils von der Breite $= 1\ ^1/_2\ h^2 \gamma \tan \varphi$.

Dieses Gewicht wirkt vertical an dem Schwerpunkte des Prismas und zerlegt sich in eine Parallele mit der Bruchebene:

$$^1/_2\ h^2 \gamma \tan \varphi \cos \varphi$$

und in eine Normale:

$$^1/_2\ h^2 \gamma \tan \varphi \sin \varphi.$$

Die Größe der Reibung ist daher:

$$^1/_2\ f\ h^2 \gamma \tan \varphi \sin \varphi = {}^1/_2\ h^2 \gamma \tan \varphi \sin \varphi \operatorname{Cotang} \psi.$$

Die Kraft, mit der das Prisma herabzugleiten strebt, ist also:

$$^1/_2 \,.\, h^2 \gamma \tan \varphi \left\{ \cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{Cotang} \psi \right\}.$$

Die horizontale Seitenkraft hiervon gibt die Größe des Erddrucks, oder

$$H = {}^1/_2\ h^2 \gamma \tan \varphi \sin \varphi \left\{ \cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{Cotang} \psi \right\}.$$

Da $\cos \varphi - \sin \varphi \operatorname{Cotang} \psi = \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin \psi}$

so ist $$H = {}^1/_2\ h^2 \gamma \tan \varphi \sin \varphi \,.\, \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin \psi}. \qquad (1)$$

Der Winkel φ muß so bestimmt werden, daß H ein Maximum wird, es muß daher $\frac{dH}{d\varphi} = 0$ gesetzt werden, woraus hervorgeht:

$$\tan^3 \varphi + 3 \tan \varphi - 2 \tan \psi = 0 \text{ und}$$

$$\tan \varphi = \sqrt[3]{(\sec \psi + \tan \psi)} - \sqrt[3]{(\sec \psi - \tan \psi)}.$$

Wenn man diesen Werth von tang φ in die Gleichung (1) substituirt, so erhält man den Werth von H, dessen Berechnung sehr einfach wird, sobald man sich der unten folgenden Tabelle bedient, in welcher der Werth von $\tan \varphi \sin \varphi \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin \psi}$ für verschiedene Werthe von ψ und φ angegeben ist.

Setzt man der Einfachheit wegen den Werth von $\tan \varphi \sin \varphi \frac{\sin(\psi - \varphi)}{\sin \psi} = A$, so wird

$$H = {}^1/_2\ h^2 \gamma A.$$

und da dieser Druck in $^1/_3$ der Wandhöhe wirksam gedacht werden kann, das Moment des Erddrucks

$$M = {}^1/_6\, h^3 \gamma \,.\, A.$$

Tabelle.

ψ	φ	A	ψ	φ	A
40°	27° 12·4′	0·08097	65°	46° 18·8′	0·26763
41	27 55·1	08559	66	47 10·0	27952
42	28 38·0	09039	67	48 1·9	29192
43	29 21·1	09537	68	48 54·6	30486
44	30 4·4	10054	69	49 48·1	31838
45°	30 47·9	0·10589	70°	50 42·5	0·33253
46	31 31·6	11145	71	51 38·0	34735
47	32 15·5	11721	72	52 34·7	36289
48	32 59·6	12319	73	53 32·6	37921
49	33 43·9	12938	74	54 31·8	39635
50°	34 28·5	0·13580	75°	55 32·4	0·41440
51	35 13·4	14247	76	56 34·7	43344
52	35 58·6	14938	77	57 38·8	45355
53	36 44·1	15655	78	58 44·8	47486
54	37 29·9	16398	79	59 52·9	49748
55°	38 16·0	0·17171	80°	61 3·7	0·52161
56	39 2·4	17972	81	62 17·8	54740
57	39 49·1	18804	82	63 35·8	57516
58	40 36·2	19669	83	64 58·8	60510
59	41 23·7	20567	84	66 28·0	63771
60°	42 11·6	0·21500	85°	68 5·2	0·67352
61	42 59·9	22472	86	69 53·9	71339
62	43 48·7	23480	87	71 57·5	75862
63	44 38·2	24529	88	74 28·1	81165
64	45 28·2	25622	89	77 51·7	87824
			90°	90 0·0	1·00000

§. 10.

Berechnung der Stützmauern nach Navier.

Taf. II. Fig. 90 und 81 seien 2 Mauern, die einem Erddrucke zu widerstehen haben. Wird nun angenommen, daß sich in der Mauer ABba eine Bruchlinie nach der Richtung aS bildet, der Bruch also in der Art stattfindet, daß der obere Mauertheil sich um die Kante a dreht, so sei mit Beibehaltung der frühern Bezeichnungen

d die Breite Aa der Mauer;

h die verticale Höhe AC der Mauer;

m das Verhältniß der Anlage zur Höhe für den Anzug der äußern Mauerfläche ab;

γ, das Gewicht der Kubikeinheit Mauer;

R Die Cohäsion des Mauermaterials für die Flächeneinheit oder die Kraft, welche nöthig ist, 2 Mauertheile von einander zu trennen, wenn die Kraftlinie normal auf die Bruchlinie ist;

F der Coefficient der Reibung für ein Gleiten der Erde an der innern Mauerfläche;

z die Höhe SD;

ε der Winkel der innern Wand mit der Verticalen.

Der Erddruck wirkt als die auf BS senkrechte Kraft an dem Punkt E, diese Kraft ist:

$$\frac{\gamma}{2} z t^2 (z - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon.$$

Die Entfernung SE ist nach dem Frühern:

$$\frac{z}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon} \cdot \frac{z - \frac{3}{2} h_2}{z - h_2}.$$

Hieraus folgt die Länge des Hebelarmes aG, woran die Kraft wirkt:

$$\frac{h - z}{\operatorname{Cos} \varepsilon} + \frac{z}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon} \cdot \frac{z - \frac{3}{2} h_2}{z - h_2} \mp d \sin \varepsilon.$$

Das Moment des Erddrucks ist daher in Bezug auf die Kante a

$$\frac{1}{2} \gamma z t^2 (z - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon \left[\frac{h - z}{\operatorname{Cos} \varepsilon} + \frac{2}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon} \cdot \frac{z - \frac{3}{2} h_2}{z - h_2} \mp d \sin \varepsilon\right].$$

Die obern Zeichen gelten für die Fig. 90, die untern für die Fig. 91.

Die Kraftmomente, welche sich diesem Moment des Erddrucks entgegensetzen, sind:

Moment des Gewichts von dem Rechteck $ACca$

$$\frac{1}{2} \gamma, d^2 h;$$

weniger dem Momente des Gewichtes von dem Dreiecke abc

$$\frac{1}{6} \gamma, m^2 h^3;$$

weniger oder mehr dem Moment des Gewichts von dem Dreiecke ACB

$$\frac{1}{2} \gamma, h^3 \operatorname{tang} \varepsilon (d \mp \frac{1}{3} h \operatorname{tang} \varepsilon)$$

weniger dem Moment des Gewichts von dem Dreiecke aRS,

$$\frac{1}{3} \gamma, (h - z) [d \mp (h - z) \operatorname{tang} \varepsilon]^2;$$

weniger oder mehr dem Momente des Gewichts von dem Dreiecke ARS

$$\frac{1}{2} \gamma, (h - z)^2 \operatorname{tang} \varepsilon [d \mp \frac{2}{3} (h - z) \operatorname{tang} \varepsilon].$$

Diesen Momenten muß noch hinzugefügt werden das Moment des Widerstands der Cohäsion für die Bruchebene aS

$$\frac{1}{3} R \{ (h - z)^2 + [d \mp (h - z) \operatorname{tang} \varepsilon]^2 \}$$

und das Moment der Reibung an der innern Mauerfläche

$$\frac{1}{2} F \gamma z t^2 (z - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon \,.\, d \operatorname{Cos} \varepsilon.$$

Durch Gleichsetzung dieser Momente erhält man für einen gegebenen Werth von z die Bedingungsgleichung für das Gleichgewicht der Mauer, aus welcher d bestimmt werden kann. Sucht man den Werth von z, für welchen d ein Maxi-

mum wird, so erhält man auch die Richtung, nach welcher der Bruch erfolgen würde.

Vernachlässigt man die Cohäsion der Erde und des Mauerwerks, ferner die Reibung an der innern Mauerfläche und nimmt letztere vertical an, so ist $h_2 = 0$, $R = 0$, $F = 0$, $\varepsilon = 0$ und es ist:

Das Moment des Erddrucks:

$$\tfrac{1}{2}\gamma z^2 t^2 (h - \tfrac{2}{3} z).$$

Das Moment der Stabilität der Mauer:

$$\tfrac{1}{2}\gamma_{,} d^2 h - \tfrac{1}{3}\gamma_{,} d^2 (h - z) - \tfrac{1}{6}\gamma_{,} m^2 h^2.$$

Durch Gleichsetzung beider Werthe ergibt sich:

$$(1) \qquad d = \sqrt{\frac{\gamma z^2 t^2 (3h - 2z) + \gamma_{,} m^2 h^3}{\gamma_{,} (h + 2z)}}.$$

Differentirt man diese Gleichung und setzt das Differential $= 0$, so erhält man den Werth von z, für welchen d ein Größtes wird, die Gleichung ist:

$$8\gamma t^2 \gamma_{,} z^3 - 6\gamma t^2 \gamma_{,} h^2 z - 2\gamma_{,}^2 m^2 h^3 = 0.$$

Den Werth von z in obige Gleichung substituirt, gibt die geringste Breite, welche die Mauer an der Basis haben darf.

Wenn die äußere Mauerfläche ebenfalls vertical ist, hat man $m = 0$, daher:

$$(2) \qquad d = \sqrt{\frac{\gamma z^2 t^2 (3h - 2z)}{\gamma_{,} (h + 2z)}}.$$

Der Werth von z, für welchen dieser Ausdruck ein Maximum wird, ist:

$$z = \frac{1}{2}\sqrt{3h}$$

und die geringste Mauerstärke

$$(3) \qquad d = h \, . \, t \sqrt{\frac{9\gamma}{\gamma_{,} (12 + 8\sqrt{3})}}.$$

a) Wird angenommen, daß die Cohäsion des Mauermaterials so groß ist, daß keine Trennung im Mauerwerke stattfindet, daß aber die ganze Mauer sich um die äußere Kante ihrer Basis dreht, so hat man in dem Vorigen $z = h$ zu setzen, und es wird das Moment des Erddrucks

$$\frac{1}{2}\gamma t^2 \left[\frac{1}{3} h^2 \left(h - \frac{3}{2} h_2\right) \pm d h (h - h_2) \sin\varepsilon \operatorname{Cos}\varepsilon\right].$$

Das Moment der entgegenwirkenden Kräfte, für $z = h$, $R = 0$ $F = 0$ ist:

$$\frac{1}{2}\gamma_{,} h \left[d^2 \mp d h \operatorname{tang}\varepsilon + \frac{1}{3} h^2 (\operatorname{tang}^2\varepsilon - m^2)\right].$$

Setzt man diese beiden Ausdrücke einander gleich, so wird:

$$d = \pm \frac{1}{2}\left[h \operatorname{tang}\varepsilon - \frac{\gamma}{\gamma_{,}} t^2 (h - h_2) \sin\varepsilon \operatorname{Cos}\varepsilon\right] +$$

$$+ \sqrt{\left\{\frac{1}{4}\left[h \operatorname{tang}\varepsilon - \frac{\gamma}{\gamma_{,}} \cdot t^2 (h - h_2) \sin\varepsilon \operatorname{Cos}\varepsilon\right]^2 + \right.}$$

$$(4) \qquad \left. + \frac{\gamma}{3\gamma'} \cdot t^2 h \left(h - \frac{3}{2} h_2\right) - \frac{1}{3} h^2 (\operatorname{tang}^2\varepsilon - m^2)\right\}$$

für $\varepsilon = 0$ wird:

$$d = \sqrt{\left\{\frac{\gamma}{3\gamma_{,}} \cdot t^2 h \left(h - \frac{3}{2} h_{,}\right) + \frac{1}{3} m^2 h^2\right\}} \quad (5)$$

worin $t = \tang \frac{1}{2} \psi$

für $m = 0$ und $\varepsilon = 0$ wird:

$$d = t \sqrt{\frac{\gamma}{3\gamma_{,}} h \left(h - \frac{3}{2} h_{,}\right)} \quad (6)$$

Setzt man auch die Cohäsion der Erde $= 0$; also $h_2 = 0$, so geht die allgemeine Gleichung in folgende über:

$$d = \pm \frac{1}{2} h \left[\tang \varepsilon - \frac{\gamma}{\gamma_{,}} t^2 \sin \varepsilon \operatorname{Cos} \varepsilon\right] +$$

$$+ h \sqrt{\left\{\frac{1}{4}\left[\tang \varepsilon - \frac{\gamma}{\gamma_{,}} t^2 \sin \varepsilon \operatorname{Cos} \varepsilon\right]^2 + \frac{\gamma}{3\gamma_{,}} t^2 - \frac{1}{3} (\tang^2 \varepsilon - m^2)\right\}} \quad (7)$$

für $\varepsilon = 0$:

$$d = h \sqrt{\frac{\gamma}{3\gamma_{,}} \cdot t^2 + \frac{1}{3} m^2} \quad (8)$$

für $m = 0$ und $\varepsilon = 0$:

$$d = ht \sqrt{\frac{\gamma}{3\gamma_{,}}} \quad (9)$$

Für flüssige Erde wäre für eine verticale innere Wand $t = 1$, also:

$$d = h \sqrt{\frac{\gamma}{3\gamma_{,}}} \quad (10)$$

b) Wenn endlich angenommen wird, daß keine Trennung im Mauerwerk stattfindet, daß aber die ganze Mauer sich auf ihrem Fundamente verschiebt, so bezeichne

$f_{,}$ den Reibungscoefficienten für den Widerstand durch Reibung an der Basis der Mauer,

$c_{,}$ die Kraft der Cohäsion zwischen der Basis der Mauer und der Fundamentoberfläche.

Die Kraft, welche das Gleiten der Mauer zu bewirken strebt, ist die horizontale Seitenkraft von H

$$\tfrac{1}{2} \gamma h t^2 (h - h_2) \operatorname{Cos}^2 \varepsilon.$$

Das Gewicht der Mauer ist:

$$\gamma_{,} [dh - \tfrac{1}{2} h^2 (m \pm \tang \varepsilon)]$$

daher die Reibung und Cohäsion

$$f_{,} \gamma_{,} [dh - \tfrac{1}{2} h^2 (m \pm \tang \varepsilon)] + c_{,} d$$

und sämmtliche Kräfte, welche dem Gleiten entgegenwirken:

$$\pm \tfrac{1}{2} f_{,} \gamma h t^2 (h - h_2) \sin \varepsilon \operatorname{Cos} \varepsilon + f_{,} \gamma_{,} [dh - \tfrac{1}{2} h^2 (m \pm \tang \varepsilon)] + c_{,} d.$$

Durch Gleichung beider Ausdrücke ergibt sich der Werth von

$$d = \frac{h}{2} \cdot \frac{\gamma t^2 (h - h_2) \operatorname{Cos}^2 \varepsilon (1 \mp f_{,} \tang \varepsilon) + f_{,} \gamma_{,} h (m \pm \tang \varepsilon)}{f_{,} \gamma_{,} h + c_{,}} \quad (11)$$

für $\varepsilon = 0$

$$d = \frac{h}{2} \cdot \frac{\gamma t^2 (h - h_{,}) + f_{,} \gamma_{,} mh}{f_{,} \gamma_{,} h + c_{,}} \quad (12)$$

für m = 0 und ε = 0:

$$d = \frac{h}{2} \cdot \frac{\gamma t^2 (h - h_,)}{f_, \gamma_, h + c_,}. \tag{13}$$

Wenn die Cohäsion der Erde, sowie die Cohäsion zwischen Mauer und Fundament gleich Null ist, so hat man $h^2 = 0$ und $c_, = 0$; daher

$$d = \frac{h}{2}\left\{\frac{\gamma}{f_,\gamma_,} \cdot t^2 \operatorname{Cos}^2 \varepsilon \,(1 \mp f_, \operatorname{tang} \varepsilon) + m \pm \operatorname{tang} \varepsilon\right\} \tag{14}$$

für ε = 0 wird:

$$d = \frac{h}{2}\left\{\frac{\gamma}{f_,\gamma_,} t^2 + m\right\} \tag{15}$$

für ε = 0 und m = 0, also für eine auf beiden Seiten verticale Mauer

$$d = \frac{\gamma h t^2}{2 \gamma_, f_,}. \tag{16}$$

Für ganz flüssige Erde hätte man in diese Formeln $\psi = 90^0$ und $t = 1$ zu setzen.

§. 11.

Berechnung der Stützmauern nach Français.

a) Unter der Voraussetzung einer Drehung um die äußere Kante der Basis.

Nach dem Frühern ist der Erddruck:

$$H = \tfrac{1}{2} \gamma t^2 h (h - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon.$$

Bedeutet x die Dicke der Mauer an der Basis, so erhält man für das Moment des Erddrucks:

$$M = \tfrac{1}{2} \gamma t^2 \left\{ \tfrac{1}{3} (h - h_2)^2 (h + \tfrac{1}{2} h_2) \mp h (h - h_2)\, x \sin \varepsilon \operatorname{Cos} \varepsilon \right\}. \tag{1}$$

Daraus ergibt sich der Hebelarm

$$\frac{M}{H} = \frac{(h - h_2)(h + \tfrac{1}{2} h_2) \mp x \sin \varepsilon}{3\, h \operatorname{Cos} \varepsilon}$$

und die Entfernung des Angriffspunktes von der innern Kante des Fußes der Mauer

$$= \frac{(h - h_2)(h + \tfrac{1}{2} h_2)}{3\, h \operatorname{Cos} \varepsilon} = \frac{h}{3 \operatorname{Cos} \varepsilon} - \frac{h_2 (h + h_2)}{6\, h \operatorname{Cos} \varepsilon}.$$

Bei der Bestimmung des Widerstandes, welchen die Mauer dem Umsturze entgegensetzt, wird angenommen, daß das Mauerwerk sich nicht trennen könne, daß also die ganze Mauer in einem Stück umgeworfen werde.

Der Allgemeinheit wegen wird vorausgesetzt, daß die Anschüttung und die Mauer verschiedene Höhen haben. In diesem Falle bedeutet:

h′ die Höhe der Mauer;

h die reducirte Höhe der Anschüttung, welche die Ueberhöhung in sich begreift; d. h. daß man für die Höhe dieser letztern jene setzt, welche erhalten wird, wenn man die unregelmäßige Figur der Ueberhöhung in ein Trapez verwandelt, dessen beide nicht horizontale Seiten in den Verlängerungen der beiden nicht horizontalen Seiten des Prismas vom größten Drucke liegen;

d die untere Dicke der Mauer;

m, γ, γ_1, ψ, ε, t haben ihre frühere Bedeutung;

so ist das Moment der Mauer:

$$M_{,} = {}^1\!/_2\, \gamma_{,}\, h' \left\{ d^2 \mp d h' \tan \varepsilon + {}^1\!/_3\, h'^2 (\tan^2 \varepsilon - m^2) \right\} \cdot \qquad (2)$$

Damit Gleichgewicht stattfindet, müssen die Momente M und $M_{,}$ einander gleich sein, mithin hat man durch Gleichsetzung der Werthe aus (1) und (2)

$$ {}^1\!/_2\, \gamma_{,}\, h' \left\{ d^2 \mp d h' \tan \varepsilon + {}^1\!/_3\, h'^2 (\tan^2 \varepsilon - m^2) \right\} = $$
$$ = {}^1\!/_2\, \gamma\, t^2 \left\{ {}^1\!/_3\, (h - h_2)^2 (h + {}^1\!/_2\, h_2) \mp h (h - h_2)\, d \sin \varepsilon \cos \varepsilon \right\} $$

und hieraus:

$$d = h' \Big\{ \mp {}^1\!/_2 \tan \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cdot \frac{h (h - h_2)}{h'^2} \cos^2 \varepsilon \right) +$$
$$+ \sqrt{\Big[{}^1\!/_3 \cdot \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cdot \frac{(h - h_2)^2 (h + {}^1\!/_2\, h_2)}{h'^3} +}$$
$$+ {}^1\!/_4 \tan^2 \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2 h}{\gamma_{,}} \frac{(h - h_2)}{h'^2} \cos^2 \varepsilon \right)^2 -$$
$$- {}^1\!/_3 (\tan^2 \varepsilon - m^2) \Big]\Big\} \qquad (3)$$

für $\varepsilon = 0$ wird $h_2 = h_1$ und $t = \tan {}^1\!/_2\, \psi$ daher

$$d = h' \sqrt{\left[{}^1\!/_3 \cdot \frac{\gamma \tan^2 {}^1\!/_2 \psi}{\gamma_{,}} \cdot \frac{(h - h_{,})^2 (h + {}^1\!/_2 h_{,})}{h'^3} + {}^1\!/_3\, m^2 \right]} \qquad (4)$$

für $h_2 = h_{,} = 0$ gibt die Gleichung (3)

$$d = h' \Big\{ \pm {}^1\!/_2 \tan \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cdot \frac{h^2}{h'^2} \cdot \cos^2 \varepsilon \right) +$$
$$+ \sqrt{\left[{}^1\!/_3 \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cdot \frac{h^3}{h'^3} + {}^1\!/_4 \tan^2 \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cdot \frac{h^2}{h'^2} \cos^2 \varepsilon \right)^2 - {}^1\!/_3 (\mathrm{tg}^2 \varepsilon - m^2) \right]} \Big\} \qquad (5)$$

für $h' = h$ wird

$$d = h' \Big\{ \pm {}^1\!/_2\, \mathrm{tg}\, \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cos^2 \varepsilon \right) + \sqrt{\Big[{}^1\!/_3 \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} + {}^1\!/_4\, \mathrm{tg}^2 \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2}{\gamma_{,}} \cos^2 \varepsilon \right)^2 -}$$
$$- {}^1\!/_3 (\mathrm{tg}^2 \varepsilon - m^2) \Big]\Big\} \qquad (6)$$

für $\varepsilon = 0$ wird die Gleichung (5)

$$d = h' \sqrt{\left[{}^1\!/_3 \cdot \frac{\gamma \tan^2 {}^1\!/_2 \psi}{\gamma_{,}} \cdot \frac{h^3}{h'^3} + {}^1\!/_3\, m^2 \right]} \qquad (7)$$

und die Gleichung (6)

$$d = h' \sqrt{\left[{}^1\!/_3 \frac{\gamma \tan^2 {}^1\!/_2 \psi}{\gamma_{,}} \cdot + {}^1\!/_3\, m^2 \right]} \qquad (8)$$

für eine Mauer, die auf beiden Seiten vertical ist, wird auch $m = 0$ und man erhält aus (7)

$$d = h \tan {}^1\!/_2\, \psi \sqrt{\left[{}^1\!/_3 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{,}} \frac{h}{h'} \right]} \qquad (9)$$

und für $h' = h$ wird endlich die Gleichung (9)

$$d = h' \tan {}^1\!/_2\, \psi \sqrt{\left({}^1\!/_3 \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{,}} \right)}. \qquad (10)$$

Français wandte die Formeln (3) — (10) nicht so an, wie sie aus der Theorie hervorgingen, indem sie nur für das Gleichgewicht zwischen Druck und Widerstand hergeleitet sind und daher für besondere Zufälligkeiten, z. B. Regen,

Frost zc. keine hinreichende Sicherheit gewähren; er stellte vielmehr Vergleichungen mit ausgeführten Mauern von Vauban an und bestimmte daraus einen Erfahrungs-Coefficienten, mit welchem der Erddruck zu multipliciren wäre, damit die gefundenen Resultate in der Anwendung den Mauern die nämliche Stabilität verschaffen, welche die nach Vauban ausgeführten besitzen; auch die Vernachlässigung der Cohäsion in den Formeln (5)—(10) schien ihm nicht ausreichend. Der Erfahrungscoefficient wurde zu 1·8 gefunden und in den Formeln (5) bis (10) statt γ, $1{\cdot}8\gamma$ gesetzt.

Die Formel (5) wurde:

$$d = h' \left\{ \pm \frac{1}{2} \operatorname{tang} \varepsilon \left(1 - \frac{1{\cdot}8\gamma t_2}{\gamma'} \cdot \frac{h^2}{h'^2} \cdot \operatorname{Cos}^2 \varepsilon\right) + \right. \tag{11}$$

$$\left. + \sqrt{\left[\frac{0{\cdot}6\gamma t^2}{\gamma'} \cdot \frac{h^3}{h'^3} + \frac{1}{4}\operatorname{tang}^2\varepsilon\left(1 - \frac{1{\cdot}8\gamma t^2}{\gamma'} \cdot \frac{h^2}{h'^2} \cdot \operatorname{Cos}^2 \varepsilon\right)^2 - \frac{1}{3}(\operatorname{tang}^2 \varepsilon - m^2)\right]} \right\}$$

Die Formel (7) wurde in folgende verwandelt:

$$d = h' \sqrt{\left[\frac{0{\cdot}6\gamma \operatorname{tg}^2 \frac{1}{2}\psi}{\gamma'} \cdot \frac{h^3}{h'^3} + \frac{1}{3} m^2\right]} \tag{12}$$

Die Formel (9) endlich gab:

$$d = h \operatorname{tang} \tfrac{1}{2}\psi \sqrt{\left[\frac{0{\cdot}6\gamma h}{\gamma' h'}\right]} \tag{13}$$

b) Unter der Voraussetzung des Gleitens der Mauer.

Die Vollständigkeit der Berechnung verlangt es immer, daß man untersuche, ob nicht etwa eine Verschiebung der Mauer auf ihrer Grundfläche eintreten könne, und wie stark unter dieser Voraussetzung dieselbe alsdann werden müßte.

Mit Beibehaltung der frühern Bezeichnungen sei:

d' die untere Mauerstärke,

S die Querschnittsfläche der Mauer $= h' d' - \frac{1}{2} h'^2 (m \pm \operatorname{tang} \varepsilon)$.

Zerlegt man den Erddruck H in 2 Seitenkräfte $\pm$ H sin ε und H Cos ε, so wird diese verticale Kraft $\pm$ H sin ε entweder eine Vermehrung oder eine Verminderung des Drucks auf die Grundfläche der Mauer bewirken; die 2. horizontale Kraft H Cos ε wird allein die Mauer zu verschieben streben. Die Kräfte, die der Verschiebung widerstreben, sind die Reibung und Cohäsion an der Grundfläche; erstere ist $f_1 (\gamma_1 S \pm H \sin \varepsilon)$; die letztere $c_1 . d'$; daher ist für das Gleichgewicht

$$H \operatorname{Cos} \varepsilon = f_1 (\gamma_1 S \pm H \sin \varepsilon) + c_1 d'.$$

Für $H = \frac{1}{2} \gamma t^2 h (h - h_2) \operatorname{Cos} \varepsilon$ und für S den oben angegebenen Werth substituirt, gibt

$$\frac{1}{2}\gamma t^2 h (h - h_2) \operatorname{Cos}^2 \varepsilon = f_1 \left[\gamma_1 h' d' - \frac{1}{2}\gamma_1 h'^2 (m \pm \operatorname{tang} \varepsilon) \pm \pm \frac{1}{2}\gamma t^2 h (h - h_2) \sin \varepsilon \operatorname{Cos} \varepsilon\right] + c_1 d'$$

Daraus ergibt sich:

$$d' = \frac{1}{2}\left\{\frac{\gamma t^2 h (h - h_2) \operatorname{Cos}^2 \varepsilon (1 \mp f_{,} \operatorname{tang} \varepsilon)}{\gamma_{,} f_{,} h' + c_{,}} + \frac{\gamma_{,} f_{,} h'^2 (m \pm \operatorname{tg} \varepsilon)}{\gamma_{,} f_{,} h' + c_{,}}\right\}. \tag{14}$$

Nimmt man auf Cohäsion keine Rücksicht, so ist $c_{,} = 0$ und man erhält:

$$d' = h' \left\{\pm \frac{1}{2} \operatorname{tang} \varepsilon \left(1 - \frac{\gamma t^2 h^2}{\gamma_{,} h'^2} \operatorname{Cos}^2 \varepsilon\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{\gamma t^2 h^2}{\gamma_{,} f_{,} h'^2} \operatorname{Cos}^2 \varepsilon + m\right)\right\} \tag{15}$$

für Mauern, deren innere Wand vertical steht, ist $\varepsilon = 0$, $t = \operatorname{tang} \frac{1}{2} \psi$ und es wird für $h' = h$: $\quad d' = \frac{1}{2} h' \left\{\frac{\gamma \operatorname{tang}^2 \frac{1}{2} \psi}{\gamma_{,} f_{,}} + m\right\}$. (16)

Würden diese Werthe von d' größer ausfallen als diejenigen von d, so müßte man natürlich diese ersteren annehmen. Français hat in dieser Beziehung weitläufige Rechnungen angestellt. Er berechnete für dreierlei Erdgattungen und unter der Voraussetzung, daß $\pm \operatorname{tang} \varepsilon = 0{\cdot}25$, $\frac{h}{h^1} = 1{\cdot}5$ sei, aus den Gleichungen (5) und (15) die Werthe von d und d' und fand bei der Annahme von $\frac{\gamma}{\gamma^1} = \frac{5}{6}$ für die erste, $\frac{\gamma}{\gamma^1} = \frac{2}{3}$ für die beiden andern Erdarten;

bei $\psi = 30^\circ$, ε bejahend und $m = 0{\cdot}25$
$d = 0{\cdot}479\ h'$ und $d' = 0{\cdot}396\ h'$
ε bejahend und $m = 0$
$d = 0{\cdot}452\ h'$ und $d' = 0{\cdot}271\ h'$
ε verneinend und $m = 0{\cdot}25$
$d = 0{\cdot}072 .\ h'$ und $d' = 0{\cdot}033\ h'$
ε verneinend und $m = 0$
$d = 0{\cdot}008\ h'$ und d' verneinend

bei $\psi = 45^\circ$, wenn ε bejahend, $m = 0{\cdot}25$ ist
$d = 0{\cdot}539\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}462\ h'$
ε bejahend, $m = 0$
$d = 0{\cdot}516\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}337\ h'$
ε verneinend, $m = 0{\cdot}25$
$d = 0{\cdot}187\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}112\ h'$
ε verneinend, $m = 0$
$d = 0{\cdot}150\ h'$ $\quad d'$ verneinend

bei $\psi = 60^\circ$, ε bejahend und $m = 0{\cdot}25$
$d = 0{\cdot}630\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}598\ h'$
ε bejahend, $m = 0$
$d = 0{\cdot}613\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}473\ h'$
ε verneinend, $m = 0{\cdot}25$
$d = 0{\cdot}364\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}284\ h'$
ε verneinend, $m = 0$
$d = 0{\cdot}340\ h'$ $\quad d' = 0{\cdot}159\ h'$.

Aus dem Vergleiche dieser Werthe geht hervor, daß die von d' beständig kleiner ausfallen, als die entsprechenden von d.

Es wird daher für die Ausführung stets genügen, die Mauerstärke nach der Voraussetzung, daß die Mauer umstürze, zu berechnen.

Français untersucht endlich noch, welches das beste Mauerprofil ist. Für dasselbe muß, wenn y die obere Mauerstärke bedeutet

$$S = \frac{1}{2} h' (d \pm y) \text{ oder da}$$

$$y = d - h' (m \pm \text{tang } \varepsilon) \text{ ist, der Werth}$$

von $$S = h'd - \frac{1}{2} h'^2 (m \pm \text{tang } \varepsilon) \text{ ein Minimum sein.}$$

Eine weitläufige Rechnung der Mauerstärken bei der Annahme von sechs verschiedenen Profilen, für $h' = 10^m$ und $h = 12^m$, sodann $\frac{\gamma}{\gamma_{\prime}} = \frac{2}{3}$ und $\psi = 45°$, zeigt für die Werthe von tang $\varepsilon = 1/5$ bis tang $\varepsilon = 1/10$, sowie für $m = 1/5$ bis $1/10$, daß von allen Profilen dasjenige das beste ist, für welches die beiden Seitenwände gegen die Erdfüllung geneigt sind, und von diesen wieder dasjenige, das eine innere Böschung hat, deren Anlage ungefähr $1/6$ der Höhe beträgt. Dieses Profil erfordert bei gleicher Stabilität mit allen andern das kleinste Volumen.

In Bezug auf die Mauern mit Strebepfeilern glaubt Français keine andern Formeln aufstellen zu müssen, sondern läßt die Strebepfeiler als Ueberschuß der Stabilität wirken.

§. 12.

Berechnung der Stützmauern nach Hagen.

a) In der Voraussetzung einer Umkantung, Fig. 92.

Mit Beibehaltung der frühern Bezeichnungen in den §§. 9, 10 und 11 hat man:

Das Moment des Erddrucks: $\frac{1}{6} h^3 \gamma A$.

Die Stabilität der Mauer von der Länge = 1:

$$\frac{h}{2} (d^2 - m^2 h^2) \gamma_{\prime} + \frac{m^2 h^3 \gamma_{\prime}}{3}.$$

Man hat also die Gleichung:

$$\frac{1}{6} h^3 \gamma A = \frac{h}{2} (d^2 - m^2 h^2) \gamma_{\prime} + \frac{m^2 h^3 \gamma_{\prime}}{3}$$

und hieraus:

$$(1) \qquad d = h \sqrt{\left\{ \frac{1}{3} \left(\frac{\gamma}{\gamma_{\prime}} A + m^2 \right) \right\}}$$

$$(2) \text{ für } m = 0: \qquad d = h \sqrt{\frac{1}{3} \frac{\gamma}{\gamma_{\prime}} A}.$$

Für einen Wasserdruck ist $A = 1$

daher $d = h \sqrt{\frac{1}{3} \frac{\gamma}{\gamma_{\prime}}}$, wo γ das Gewicht der Kubikeinheit Wasser bedeutet.

Wenn die Oberfläche der Erdanschüttung eine bestimmte Neigung hat, so wird der Seitendruck der Erde vergrößert, indem das Prisma des größten Drucks,

welches sich in dem Augenblicke einer Bewegung der Stützmauer von dem ganzen abrutschenden Erdprisma loslöst, eine Vergrößerung erleidet. Die Vergrößerung wächst mit dem Winkel, welchen die Oberfläche der Erdanschüttung mit dem Horizonte bildet, und es kann angenommen werden, als entstehe sie durch eine auf das Prisma des größten Druckes gelegte gleichhohe Erdschicht von einer bestimmten der Neigung des Bodens entsprechenden Höhe. Bedeutet daher in Fig. 93

h' die senkrechte Höhe von der Mauer bis an den Durchschnittspunkt der Bruchlinie mit der schiefen Bodenlinie,

h'' die Höhe der gleichhohen Erdschicht; so hat man

$$\tfrac{1}{2}(2h \tang \varphi + h'' \tang \varphi)\, h'' = \tfrac{1}{2}\, h h' \tang \varphi$$

daher

$$h'' = -h + \sqrt{(hh' + h^2)}$$

und das Moment des Erddrucks:

$$\tfrac{1}{2}(h + h'')^2 \gamma A \,.\, \tfrac{1}{3}(h + h'')$$

folglich hat man die Gleichung:

$$\frac{h}{2}(d^2 - m^2 h^2)\gamma_{,} + \frac{m^2 h^3 \gamma_{,}}{3} = \tfrac{1}{2}(h + h'')^2 \gamma A \,.\, \tfrac{1}{3}(h + h'')$$

hieraus:

$$d = h \sqrt{\left[\tfrac{1}{3}\left(\frac{\gamma}{\gamma_{,}} \cdot \frac{(h + h'')^3}{h^3} A + m^2\right)\right]} \tag{3}$$

für $m = 0$:

$$d = h \sqrt{\left[\tfrac{1}{3}\left(\frac{\gamma}{\gamma_{,}} \frac{(h + h'')^3}{h^3} A\right)\right]}. \tag{4}$$

Wenn die Erdanschüttung höher ist als die Mauer, wie in Fig. 94, so bedeute

h' die Ueberhöhung des Bodens,

z das Verhältniß der Anlage zur Höhe für die Böschung der vordern Fläche der Erdüberhöhung,

h'' die Höhe eines mit der Ueberhöhung gleich schweren Prismas, dessen nicht parallele Seiten in den Verlängerungen der Seiten des Prismas vom größten Drucke liegen, so hat man:

$$\tfrac{1}{2}\left\{h \tang \varphi + (h + h') \tang \varphi\right\} h' - \frac{z h'^2}{2} =$$

$$= \tfrac{1}{2}\left\{h \tang \varphi + (h + h'') \tang \varphi\right\} h''$$

woher $\quad h'' = -h + \sqrt{\left\{h'\left(2h - h' - \frac{z h'}{\tang \varphi}\right) + h^2\right\}}$

für $z = 1$ und $\tang \varphi = 1$ wird:

$$h'' = -h + \sqrt{(2hh' + h^2)}.$$

Zur Bestimmung der Mauerstärke hat man:

$$d = h \sqrt{\left[\tfrac{1}{3}\left\{\frac{\gamma}{\gamma_{,}}\left(\frac{h + h''}{h}\right)^3 A + m^2\right\}\right]}$$

für $m = 0$:

$$d = h \sqrt{\left[\tfrac{1}{3}\frac{\gamma}{\gamma_{,}}\left(\frac{h + h''}{h}\right)^3 A\right]}.$$

§. 13.

Stabilitätsbestimmung der Mauern und Vergleichung ihrer Profile.

In dem Folgenden sind die gebräuchlichsten Profile der Stützmauern in Bezug auf gleiche Stabilität betrachtet, um hieraus die Vortheile, insbesondere bezüglich des größern oder geringern Materialaufwandes der einzelnen Mauerprofile klar entnehmen zu können.

Das Mauerprofil, mit welchem alle übrigen Profile verglichen sind, ist das Rechteck von der Höhe h und der Breite d.

Die Stabilität dieser parallelepipedischen Mauer von der Länge l und dem Gewichte der Kubikeinheit Mauerwerk $\gamma_,$, ist:

$$St = \tfrac{1}{2}\, d^2 l h \gamma_, . \tag{1}$$

Der Inhalt des Profils ist dh.

a) Für eine Mauer mit senkrechter Stirnfläche und abgestufter Rückwand, Fig. 84, hat man, wenn:

die Anzahl der Abstufungen $= n$
die Breite einer solchen $= c$
die Stärke der Mauer an der Grundfläche $= d$, ist
die Stabilität in Bezug auf Umdrehung um die vordere Kante der Basis:

$$\begin{aligned} St = {} & \tfrac{1}{2}(d_, - nc)^2 h l \gamma_, + \left(d_, - nc + \frac{c}{2}\right)\left(h - \frac{h}{n+1}\right) c l \gamma_, + \\ & + \left(h - \frac{2h}{n+1}\right) c l \gamma_, \left(d_, - nc + c + \frac{c}{2}\right) + \\ & + \left(h - \frac{3h}{n+1}\right) c l \gamma_, \left(d_, - nc + 2c + \frac{c}{2}\right) + \\ & + \left(h - \frac{nh}{n+1}\right) c l \gamma_, \left(d_, - nc + (n-1)c + \frac{c}{2}\right) \end{aligned}$$

oder:
$$\begin{aligned} St = {} & \frac{1}{2}(d_, - nc)^2 h l \gamma_, + c h l \gamma_, \left\{\left(1 - \frac{1}{n+1}\right)\left(d_, - nc + \frac{c}{2}\right) + \right. \\ & + \left(1 - \frac{2}{n+1}\right)\left(d_, - nc + \frac{3c}{2}\right) + \\ & + \left(1 - \frac{3}{n+1}\right)\left(d_, - nc + \frac{5c}{2}\right) + \ldots \\ & \left. + \left(1 - \frac{n}{n+1}\right)\left(d_, - nc + \frac{2(n-1)c}{2}\right)\right\}. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} St = {} & \frac{1}{2}(d_, - nc)^2 h l \gamma_, + \frac{c h l \gamma_,}{n+1}\left\{ n\left(d_, - nc + \frac{c}{2}\right) + \right. \\ & + (n-1)\left(d_, - nc + \frac{5c}{2}\right) + \\ & + (n-2)\left(d_, - nc + \frac{5c}{2}\right) + \ldots \\ & \left. + 1\left(d_, - nc + \frac{(2n-1)c}{2}\right)\right\}. \end{aligned}$$

Die Reihe in der Klammer ist eine höhere arithmetische, welche sich summiren läßt; sie hat nämlich, wenn die einzelnen Produkte derselben ausgeführt werden, folgende Gestalt:

$$n(d, - nc) + \frac{nc}{2} + n(d, - nc) + \frac{3nc}{2} - d, + nc - \frac{3c}{2} + n(d, - nc) + \\ + \frac{5cn}{2} - 2d, + 2nc - \frac{10c}{2} + \dots$$

I. Differenzreihe . . $2nc - d, - \frac{3c}{2}, \; 2nc - d, - \frac{7c}{2} \dots$

II. Differenzreihe . . $-2c \quad , \quad -2c$

Allgemein ist:

$$Sa_n = na, + \frac{n(n-1)}{1 \cdot 2} \triangle a, + \frac{n(n-1)(n-2)}{1 \cdot 2 \cdot 3} \triangle^2 a, + \\ + \frac{n(n-1)(n-2)(n-3)}{1 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 4} \triangle^3 a, + \dots$$

Hierin ist:

$$a, = n\left(d, - nc + \frac{c}{2}\right); \; \triangle a, = 2nc - d, - \frac{3c}{2}; \; \triangle^2 a, = -2c; \; \triangle^3 a, = 0$$

mithin

$$Sa_n = n^2\left(d, - nc + \frac{c}{2}\right) + \frac{n(n-1)}{1 \cdot 2}\left(2nc - d, - \frac{3c}{2}\right) - \frac{n(n-1)(n-2)}{1 \cdot 2 \cdot 3} 2c \\ = \frac{n}{6}\left\{3nd, - 2n^2c + 3d, - \frac{3nc}{2} + \frac{c}{2}\right\}$$

daher:

$$St = \frac{hl\gamma,}{2}\left\{d,^2 - ncd, + \frac{n^2c^2}{3} + \frac{nc^2}{6}\right\} \text{ oder}$$

$$St = \frac{hl\gamma,}{2}\left\{d,^2 - ncd, + \frac{n(2n+1)c^2}{6}\right\} \tag{2}$$

für $n = 0$ erhalten wir die Gleichung (1).

Durch Gleichsetzung der Werthe von (1) und (2) erhält man:

$$d, = \frac{nc}{2} + \sqrt{\left\{d^2 - \frac{n(n+2)c^2}{12}\right\}}. \tag{3}$$

Zur Bestimmung von d, hat man den Werth von d für die gegebene Mauerhöhe aus der Tabelle zu entnehmen.

Der Inhalt des Profiles ist:

$$J = h(d, - nc + c\left(1 - \frac{1}{n+c}\right) + c\left(1 - \frac{2}{n+1}\right) + c\left(1 - \frac{3}{n+1}\right) + \dots \\ + \left(1 - \frac{n}{n+1}\right).$$

b) Für eine Mauer mit Anzug der Stirnfläche und senkrechter Rückwand, wenn das Verhältniß der Anlage zur Höhe der Mauer $= m$ ist, hat man die Stabilität:

$$St = \frac{hl\gamma,}{6}\{3d,^2 - m^2h^2\} \tag{4}$$

durch Gleichsetzung der Stabilitäten (1) und (4) ergibt sich die Mauerstärke:

$$d_{,} = \sqrt{\left\{d^2 + \frac{m^2h^2}{3}\right\}}. \tag{5}$$

Der Profilinhalt ist: $J = \left\{d_{,} - \frac{mh}{2}\right\} h.$

c) Für eine Mauer mit Anzug der Stirnfläche und abgestufter Rückwand, Fig. 85, hat man, wenn die Anzahl Abstufungen $= n$ ist, die Stabilität:

$$St = lh\gamma_{,} \left[\frac{m^2h^2}{3} + \tfrac{1}{2}(d_{,}^2 - 2ncd_{,} - m^2h^2 + n^2c^2) + \frac{c}{n+1}\left\{n\left(d_{,} - nc + \frac{c}{2}\right) + \right.\right.$$
$$+ (n-1)\left(d_{,} - nc + \frac{3c}{2}\right) + (n-2)\left(d_{,} - nc + \frac{5c}{2}\right) + \ldots$$
$$\left.\left. + 2\left(d_{,} - nc + \left(\frac{2n-3}{2}\right)c\right) + 1\left(d_{,} - nc + \left(\frac{2n-1}{2}\right)c\right)\right\}\right].$$

Die arithmetische Reihe summirt gibt die Stabilität:

$$St = \frac{lh\gamma_{,}}{2}\left\{d_{,}^2 - ncd_{,} - \frac{m^2h^2}{3} + \frac{n(2n+1)c^2}{6}\right\}. \tag{6}$$

Die Gleichsetzung der Stabilitäten (1) und (6) gibt die untere Mauerstärke:

$$d_{,} = \frac{nc}{2} + \sqrt{\left\{d^2 + \frac{m^2h^2}{3} - \frac{n(n+2)c^2}{12}\right\}}. \tag{7}$$

Für $n = 0$ erhält man wieder die Gleichung (5).
Für $mh = 0$ erhält man die Gleichung (3).

Der Inhalt des Profils ist:

$$J = (d_{,} - nc)h - \frac{mh^2}{2} + ch\left(1 - \frac{1}{n+1}\right) + ch\left(1 - \frac{2}{n+1}\right) + \ldots +$$
$$+ ch\left(1 - \frac{n}{n+1}\right).$$

d) Für eine Mauer mit geneigter Vorderfläche und paralleler Rückwand, Fig. 86, hat man:

Gewicht der Mauer $= d_{,}\, lh\gamma_{,} \sqrt{(m^2+1)}$
Hebelsarm $= x$; so hat man:

$$ab : \frac{d_{,}}{2} = h : mh = 1 : m$$

$$ab = \frac{d_{,}}{2m} \text{ daher:}$$

$$x : \frac{h\sqrt{(m^2+1)}}{2} + \frac{d_{,}}{2m} = mh : h\sqrt{(m^2+1)} \text{ also:}$$

$$x = \frac{mh\sqrt{(m^2+1)} + d_{,}}{2\sqrt{(m^2+1)}}$$

(8) daher die Stabilität: $St = lh\gamma_{,} \left\{\frac{mhd_{,}\sqrt{(m^2+1)} + d_{,}^2}{2}\right\}.$

Durch Gleichsetzung der Werthe (1) und (8) hat man:

$$d_{,} = \frac{-mh\sqrt{(m^2+1)}}{2} + \sqrt{d^2 + \frac{m^2h^2(m^2+1)}{4}}. \tag{9}$$

Inhalt des Profils $= d_{,}\, h\sqrt{m^2+1}$).

e) Für eine Mauer mit Anzug der Stirnfläche und paralleler abgestufter Rückwand, Fig. 95, hat man die Stabilität der Mauer gleich der Summe der Momente ihrer einzelnen Theile in Bezug auf die Drehungsachse A.

Die Stabilität des Theiles (1) ist:

$$= \frac{lh\gamma_{\prime}}{2} (d_{\prime} - nc) (mh \sqrt{(m^2 + 1)} + d_{\prime} - nc).$$

Die Stabilität des Theiles (2) ist:

$$= \frac{nchl\gamma_{\prime}}{2(n+1)} \left\{ mh \cdot \frac{n}{n+1} \cdot \sqrt{(m^2+1)} + c + 2(d_{\prime} - nc) \right\}.$$

Die Stabilität des Theiles (3) ist =

$$= \frac{hl\gamma_{\prime}}{2} \frac{(n-1)c}{n+1} \{2(d_{\prime} - (n-1)c) + \frac{mh(n-1)\sqrt{m^2+1}}{n+1} + c\}.$$

Die Stabilität des (n + 1)ten Theiles ist =

$$= \frac{chl\gamma_{\prime}}{2} \cdot \frac{1}{n+1} \{2(d_{\prime} - c) + \frac{1}{n+1} mh \sqrt{(m^2+1)} + c\}$$

daher die ganze Stabilität:

$$St = \frac{lh\gamma_{\prime}}{2} \Big[(d_{\prime} - nc)(mh\sqrt{(m^2+1)} + d_{\prime} - nc) +$$

$$+ \frac{nc}{n+1} \{2(d_{\prime} - nc) + \frac{n}{n+1} mh \sqrt{(m^2+1)} + c\} +$$

$$+ \frac{(n-1)c}{n+1} \{2(d_{\prime} - (n-1)c) + \frac{n-1}{n+1} mh \sqrt{(m^2+1)} + c\} +$$

$$+ \frac{n-2}{n+1} c \{2(d_{\prime} - (n-2)c) + \frac{n-2}{n+1} mh \sqrt{(m^2+1)} + c\} + \ldots.$$

$$+ \frac{2c}{n+1} \{2(d_{\prime} - 2c) + \frac{2}{n+1} mh \sqrt{(m^2+1)} + c\} +$$

$$+ \frac{c}{n+1} \{2(d_{\prime} - c) + \frac{1}{n+1} mh \sqrt{(m^2+1)} + c\} \Big].$$

$$St = \frac{lh\gamma_{\prime}}{2} \Big[(d_{\prime} - nc)(mh\sqrt{(m^2+1)} + d_{\prime} - nc) + \frac{2cd_{\prime}}{n+1} \{n + n - 1 + n -$$

$$- 2 + \ldots + 2 + 1\} - \frac{2c^2}{n+1} \{n^2 + (n-1)^2 + (n-2)^2 + \ldots + 2^2 +$$

$$+ 1^2\} + \frac{cmh\sqrt{(m^2+1)}}{(n+1)^2} \{n^2 + (n-1)^2 + (n-2)^2 + \ldots. + 2^2 + 1^2\} +$$

$$+ \frac{c^2}{n+1} \{n + n - 1 + n - 2 + \ldots. + 2 + 1\} \Big].$$

$$St = \frac{lh\gamma_{\prime}}{2} \Big[(d_{\prime} - nc)(mh\sqrt{(m^2+1)} + d_{\prime} - nc) + \frac{cmh\sqrt{(m^2+1)} - 2(n+1)c^2}{n+1^2} .$$

$$\{1^2 + 2^2 + 3^2 \ldots. n^2\} +$$

$$+ \frac{2cd_{\prime} + c^2}{n+1} \{1 + 2 + 3 + 4 + \ldots. + n\} \Big].$$

Summe der Reihe $1^2 + 2^2 + 3^2 + \ldots + n^2 = \frac{n}{6} (2n^2 + 3n + 1)$.

Summe der Reihe $1+2+3+\ldots+n=\frac{n(n+1)}{2}$ daher:

$$St=\frac{lh\gamma_{,}}{2}\Big[(d_{,}-nc)(mh\sqrt{(m^2+1)}+d_{,}-nc)+\frac{cmh\sqrt{(m^2+1)}-2(n+1)c^2}{(n+1)^2}$$
$$\frac{n}{6}(2n^2+3n+1)+\frac{2cd_{,}+c^2}{n+1}\cdot\frac{n(n+1)}{2}\Big]$$

oder:

$$St=\frac{lh\gamma_{,}}{2}[(d_{,}-nc)(mh\sqrt{(m^2+1)}+d_{,}-nc)+\frac{mh\sqrt{(m^2+1)}-2(n+1)c}{n+1}\cdot$$
$$\cdot\frac{nc}{6}(2n+1)+\frac{nc}{2}(2d_{,}+c)].$$

$$St=\frac{lh\gamma_{,}}{2}[d_{,}^2+d_{,}(mh\sqrt{(m^2+1)}-nc)+ncmh\sqrt{(m^2+1)}\left(\frac{2n+1}{6(n+1)}-1\right)+$$
$$+\frac{nc^2}{6}(2n+1)].$$

$$St=\frac{lh\gamma_{,}}{2}[d_{,}^2+d_{,}(mh\sqrt{(m^2+1)}-nc)-\frac{nc}{6}\{mh\sqrt{(m^2+1)}\cdot\frac{4n+5}{n+1}-$$
$$-c(2n+1)\}]. \tag{10}$$

Durch Gleichsetzung der Stabilitäten (1) und (10) ergibt sich:

$$d=d_{,}^2+d_{,}(mh\sqrt{(m^2+1)}-nc)-\frac{nc}{6}\{mh\sqrt{(m^2+1)}\frac{4n+5}{n+1}-$$
$$-c(2n+1)\}$$

folglich:

$$d_{,}=\frac{-mh\sqrt{(m^2+1)}-nc}{2}+\sqrt{\Big[d^2+\frac{nc}{6}\{mh\sqrt{(m^2+1)}\frac{4n+5}{n+1}-}$$
$$-c(2n+1)\}+\left(\frac{mh\sqrt{(m^2+1)}-nc}{2}\right)^2\Big]. \tag{11}$$

Der Inhalt des Profiles ist:

$$J=h(\sqrt{m^2+1})\left(d_{,}-\frac{nc}{2}\right). \tag{12}$$

f) Für eine Mauer mit gebogener Rück- und Vorderfläche, Fig. 96, hat man, wenn der Radius der ersteren $= z$, und der letztere $= r$ ist, und der Winkel, den die Mauerbasis mit dem Horizont bildet, $= 2\,\delta$,

den Inhalt des Profiles

$$J=\delta\,(z^2-r^2) \tag{13}$$

folglich das Gewicht der Mauer für die Länge 1:

$$=\delta\,1\,\gamma_{,}\,(z^2-r^2).$$

Der Hebelsarm ist:

$$\frac{1}{3}\,\frac{z^2+zr+r^2}{z+r}\cdot\frac{\sin 2\delta}{\sin\delta}-r\,\mathrm{Cos}\,2\delta$$

für $\sin 2\delta=\frac{h}{r}$ und $\mathrm{Cos}\,2\delta=\sqrt{\frac{r^2-h^2}{r}}$ gesetzt, hat man die Stabilität:

$$St = l\gamma, \{(z^3 - r^3)\frac{h}{3r} - \delta(z^2 - r^2)\sqrt{r^2 - h^2}\} \quad (14)$$

durch Gleichsetzung der Stabilitäten (1) und (14) erhält man:

$$\frac{1}{2}d^2h = (z^3 - r^3)\frac{h}{3r} - \delta(z^2 - r^2)\sqrt{(r^2 - h^2)} \quad (15)$$

woraus z durch Versuche zu bestimmen ist.

Die Mauerstärke ist: $d, = z - r$.

g) Mauer mit gekrümmter Vorderfläche und concentrisch abgestufter Rückwand, Fig. 97.

Der Radius der Vorderfläche sei $= r$
" " " Rückwand " $= z$
Breite einer Abstufung " $= c$
Anzahl der Abstufungen " $= n$
Winkel der Grundfläche mit dem
Horizonte " $= 2\delta$
Senkrechte Höhe der Mauer " $= h$

Die Stabilität der ganzen Mauer ist gleich der Summe der Stabilitäten der einzelnen Theile. Zieht man daher durch die einzelnen Stufen die Radien, so kann man sich das Profil aus den hierdurch entstandenen Ringstücken von den Radien r und z; r und $z + c$; r und $z + 2c$ rc.; r und $z + nc$ zusammengesetzt denken. Der Winkel, den zwei auf einander folgende Radien mit einander bilden ist $\frac{2\delta}{n+1} = 2\delta$.

Man hat nun die Stabilität des obersten Ringstückes:

$St, = l\gamma, \{{}^2/_3(z^3 - r^3)\sin\delta, \mathrm{Cos}\,\delta, - r\delta, (Z^2 - r^2)\mathrm{Cos}\,2\delta\}$.

Die Stabilität des zweiten Theiles:

$St_2 = l\gamma, \{{}^2/_3((z+c)^3 - r^3)\sin\delta, \cos 3\delta, - r\delta, ((z+c)^2 - r^2)\cos 2\delta\}$.

$St_3 = l\gamma, \{{}^2/_3((z+2c)^3 - r^3)\sin\delta, \cos 5\delta, - r\delta, ((z+2c)^2 - r^2)\cos 2\delta\}$.

. . . .

$St_n = l\gamma, \{{}^2/_3((z+[n-1]c)^3 - r^3)\sin\delta, \cos(2n-1)\delta, - r\delta, ((z + [n-1]c)^2 - r^2)\cos 2\delta\}$.

$St_{n+1} = l\gamma, \{{}^2/_3((z+nc)^3 - r^3)\sin\delta, \mathrm{Cos}(2n+1)\delta, - r\delta, ((z+nc)^2 - r^2)\mathrm{Cos}\,2\delta\}$

folglich die Stabilität der ganzen Mauer:

$St = St_1 + St_2 + St_3 + \ldots\ldots + St_{n+1}$

$St = l\gamma, [{}^2/_3\{(z^3 - r^3)\mathrm{Cos}\,\delta, + ((z+c)^3 - r^3)\mathrm{Cos}\,3\delta, + ((z+2c)^3 - r^3)\mathrm{Cos}\,5\delta, + ((z+3c)^3 - r^3)\mathrm{Cos}\,7\delta, + \ldots + ((z+nc)^3 - r^3)\mathrm{Cos}(2n+1)\delta,\}\sin\delta, - r\delta, \mathrm{Cos}\,2\delta\{z^2 + (z+c)^2 (z+2c)^2 + \ldots (z+nc)^2 - (n+1)r^2\}]$.

Die Reihe $z^2 + (z+c)^2 + \ldots + (z+nc)^2$ summirt, indem man die Quadrate ausführt und die z addirt, gibt:

$(n+1)z^2 + 2zc + c^2 + 4zc + 4c^2 + 6zc + 9c^2 + \ldots$

I. Differenzreihe: $2zc + 3c^2$, $2zc + 5c^2$, $2zc + 7c^2$

II. " " : $2c^2$ $2c^2$

Somit ist in: $S a_n = n a_, + \frac{n(n-1)}{1.2} \Delta a_, + \frac{n(n-1)(n-2)}{1.2.3} \Delta^2 a_, + ..$

$a_, = 2zc + c^2; \Delta a_, = 2zc + 3c^2; \Delta^2 a_, = 2c^2; \Delta^3 a_, = 0;$

$$S a_n = n(n-1) zc + \frac{nc^2}{6}(1 + 3n + 2n^2) \text{ somit:}$$

$$St = l\gamma_, \Big[\frac{2}{3} \sin\delta \{(z^3 - r^3)\operatorname{Cos}\delta_, + ((z+c)^3 - r^3)\operatorname{Cos}^3\delta_, + \ldots + \\ + ((z+nc)^3 - r^3)\operatorname{Cos}(2n+1)\delta_,\} - r\delta_, \cos 2\delta\{(n+1)(z^2 - r^2) + \\ + n(n+1)zc + \frac{nc^2}{6}(1+3n+2n^2)\}\Big].$$

Zur Bestimmung von z hat man die Gleichung:

$$\tfrac{1}{2} d^2 h = \tfrac{2}{3} \sin\delta_, \{(z^3 - r^3)\operatorname{Cos}\delta_, + ((z+c)^3 - r^3)\operatorname{Cos} 3\delta_, + \\ + ((z+2c)^3 - r^3)\cos 5\delta_, + \ldots \\ + ((z+nc)^3 - r^3)\operatorname{Cos}(2n+1)\delta_,\} - r\delta_, \operatorname{Cos} 2\delta\{(n+1)(z^2 - r^2) + \\ + n(n+1)zc + \frac{nc^2}{6}(1+3n+2n^2)\}\Big] \qquad (16)$$

worin z durch Versuche gefunden wird und es ist

$$d_, = z - r.$$

h) Mauer mit Strebepfeilern ohne Abstufungen. Fig. 87. Die durchlaufende Mauer wird hier auf Verschiebung gerechnet und die Pfeiler sind in der Art anzuordnen, daß die Stabilität der ganzen Anordnung mit dem Moment des Erdruckes im Gleichgewicht steht.

Außer den frühern Bezeichnungen sei

γ das Gewicht der Kubikeinheit Füllerde,

A ein Coefficient, der von der Beschaffenheit der Füllerde abhängig ist,

f der Reibungscoefficient der Mauer auf ihrer Basis, so ist bei Vernachlässigung der Cohäsion

$$f\gamma_, h\left(d_, - \frac{mh}{2}\right) = \tfrac{1}{2} h^2 \gamma A$$

$$d_, = \tfrac{1}{2} h\left(\frac{\gamma}{f\gamma_,} A + m\right).$$

Das Gewicht der Mauer ohne Pfeiler ist $\frac{hl\gamma_,}{2}(2d_, - mh)$; der Hebelsarm in Bezug auf die Drehachse ist:

$$\tfrac{1}{3}\frac{3d_,^2 - m^2h^2}{2d_, - mh}$$

daher das Moment der Mauer:

$$St_, = \frac{hl\gamma_,}{6}\{3d_,^2 - m^2h^2\}.$$

Das Gewicht eines Pfeilers ist: $\frac{e}{2}(s+t)h\gamma_,$

Der entsprechende Hebelsarm: $= d_, + \frac{e}{3} \cdot \frac{s+2t}{s+t}$

daher die Stabilität des Pfeilers:

$$St_2 = \frac{e h \gamma_{,}}{6} (s + t) \left(3 d_{,} + e \frac{s + 2 t}{s + t}\right)$$

folglich die ganze Stabilität: $St = St_1 + St_2$

$$St = \frac{h \gamma_{,}}{6} [l (3 d_{,}^2 - m^2 h^2) + 3 e d_{,} (s + t) + e^2 (s + 2 t)]. \quad (17)$$

Ist der Querschnitt des Pfeilers ein Rechteck, also $s = t$, so hat man:

$$St = \frac{h \gamma_{,}}{6} [l (3 d_{,}^2 - m^2 h^2) + 6 e d_{,} s + 3 e^2 s] \quad (18)$$

durch Gleichsetzung der Stabilitäten (I) und (17) erhält man:

$$3 d^2 l = l (3 d_{,}^2 - m^2 h^2) + 3 e d_{,} (s + t) + e^2 (s + 2 t).$$

Werden s und t angenommen, so findet man:

$$e = \frac{- 3 d_{,} (s + t) + \sqrt{\{4 l (s + 2 t) (m^2 h^2 + 3 [d^2 - d_{,}^2]) + 9 d_{,}^2 (s + t)^2\}}}{2 (s + 2 t)} \quad (19)$$

für $s = t$:

$$e = - d_{,} + \sqrt{\frac{l}{3 s} \{3 (d^2 - d_{,}^2) + m^2 h^2\} + d_{,}^2}. \quad (20)$$

i) Mauer mit Streibepfeilern und abgestufter Rückwand. (Fig. 88.) Die Berechnung ist hier dieselbe, wie beim vorigen Falle. Der zwischen zwei Strebepfeilern gelegene Theil der Mauer ist auf Verschiebung zu rechnen und die Pfeiler sind so anzuordnen, daß die ganze Mauer dem Moment des Erddruckes widersteht.

Nach Gleichung (6) ist die Stabilität der Mauer ohne Pfeiler

$$St = \frac{l h \gamma_{,}}{2} \left\{d_{,}^2 - n c d_{,} - \frac{m^2 h^2}{3} + \frac{n c^2}{6} (2 n + 1)\right\}.$$

Das Gewicht eines Theiles des Strebepfeilers von der Höhe $\frac{h}{n + 1}$ ist =

$$= \frac{e h \gamma_{,}}{2 (n + 1)} (s + t).$$

Der Hebelsarm für den obersten Pfeilertheil ist:

$$d_{,} - n c + \frac{e}{3} \cdot \frac{s + 2 t}{s + t}.$$

Der Hebelsarm des zweiten Theiles ist:

$$d_{,} - (n - 1) c + \frac{e}{3} \cdot \frac{s + 2 t}{s + t}$$

jener des dritten Theiles:

$$d_{,} - (n - 2) c + \frac{e}{3} \cdot \frac{s + 2 t}{s + t} \text{ ꝛc.}$$

jener des n ten Theiles:

$$d_{,} - c + \frac{e}{3} \cdot \frac{s + 2 t}{s + t}$$

jener des (n + 1)ten Theiles:

$$d_{,} + \frac{e}{3} \cdot \frac{s + 2 t}{s + t}$$

somit sind die Stabilitäten des ersten, zweiten, ..., (n + 1)ten Theiles:

$$\frac{eh\gamma_{,}}{2(n+1)}(s+t)\left(d_{,}-nc+\frac{e}{3}\cdot\frac{s+2t}{s+t}\right),$$
$$\frac{eh\gamma_{,}}{2(n+1)}(s+t)\left(d_{,}-(n-1)c+\frac{e}{3}\cdot\frac{s+2t}{s+t}\right).....$$
$$\frac{eh\gamma_{,}}{2(n+1)}(s+t)\left(d_{,}+\frac{e}{3}\cdot\frac{s+2t}{s+t}\right).$$

Die Stabilität eines Pfeilers ist somit:

$$St_{s}=\frac{2h\gamma_{,}}{2(n+1)}(s+t)\left\{(n+1)d_{,}-\frac{n(n+1)c}{2}+(n+1)\frac{e}{3}\cdot\frac{s+2t}{s+t}\right\}$$
$$=\frac{eh\gamma_{,}}{2}(s+t)\left\{d_{,}-\frac{nc}{2}+\frac{e}{3}\cdot\frac{s+2t}{s+t}\right\}.$$

Die ganze Stabilität:

$$St=\frac{h\gamma_{,}}{2}\Big[l\left\{d_{,}^{2}-ncd_{,}-\frac{m^{2}h^{2}}{3}+\frac{nc^{2}}{6}(2n+1)\right\}+$$
$$(21)\qquad +e(s+t)\left(d_{,}-\frac{nc}{2}\right)+\frac{e^{2}}{3}(s+2t)\Big]$$

für $n=0$ folgt wieder die Gleichung (17);

für $s=t$ wird $St=\frac{h\gamma_{,}}{2}\Big[l\left\{d_{,}^{2}-ncd_{,}-\frac{m^{2}h^{2}}{3}+\frac{n(2n+1)c^{2}}{6}\right\}+$

$$(22)\qquad +2es\left(d_{,}-\frac{nc}{2}\right)+e^{2}s\Big].$$

Setzt man die Stabilitäten (1) und (21) einander gleich, so folgt:

$$d^{2}l=l\left\{d_{,}^{2}-ncd_{,}-\frac{m^{2}h^{2}}{3}+\frac{n}{6}(2n+1)c^{2}\right\}+$$
$$+e(s+t)\left(d_{,}-\frac{nc}{2}\right)+\frac{e^{2}}{3}(s+2t).$$

Werden für s und t Werthe angenommen, so hat man hieraus:

$$e=\frac{-3(s+t)(2d_{,}-nc)+}{4(s+2t)}$$
$$(23)\qquad \frac{\sqrt{\{81(s+2t)\{6(d^{2}-d_{,}^{2}+ncd_{,})+2m^{2}h^{2}-3nc^{2}(2n+1)\}+9(s+t^{2})^{2}(2d_{,}-nc)^{2}\}}}{4(s+2t)}$$

für $s=t$ $e=-\frac{2d_{,}-nc}{2}+$

$$(24)\qquad \sqrt{\frac{1}{6s}\{6(d^{2}-d_{,}^{2}+ncd_{,})+2m^{2}h^{2}-3n(2n+1)c^{2}\}+\left(\frac{2d_{,}-nc}{2}\right)^{2}}$$

k) Mauer mit Anzug an der Stirnfläche und Strebepfeilern an der Rückwand mit durchlaufenden Absätzen; Fig. 89. Mit Beibehaltung der bisherigen Bezeichnungen hat man die Stabilität:

$$St=\frac{h\gamma_{,}}{2}\Big[l\left\{d_{,}^{2}-mcd_{,}-\frac{m^{2}h^{2}}{3}+\frac{n(2n+1)c^{2}}{6}\right\}+$$
$$+e\left\{\tfrac{1}{2}(s+t)(2d_{,}-nc)+\frac{e}{3}(s+2t)\right\}+$$
$$(25)\qquad +c\left(\sqrt{(s-t)^{2}+4e^{2}}-s+t\right)\left(n\left(\frac{e}{2}+d_{,}\right)+\frac{n(n-1)(n-2)c}{3(n+1)}\right)\Big]$$

für s = t

$$St = \frac{h\gamma_{,}}{2}\left[l\left(d_{,}^{2} - ncd_{,} - \frac{m^2h^2}{3} + \frac{n(2n+1)c}{6}\right) + e\{s(2d_{,} - nc) + es\} + \right.$$

$$\left. + 2ce\left\{\frac{ne}{2} + nd_{,} - \frac{n(n-1)(n-2)c}{3(n+1)}\right\}\right]. \qquad (26)$$

Durch Gleichsetzung der Stabilitäten (1) und (25) ergibt sich:

$$l\,d^2 = l\left\{l_{,}^{2} - ncd_{,} - \frac{m^2h^2}{3} + \frac{n(2n+1)c^2}{6}\right\} +$$

$$+ \frac{e}{2}(s+t)(2d_{,} - nc) + \frac{e^2}{3}(s+2t) +$$

$$+ c\left(\sqrt{(s-t)^2 + 4e^2} - s + t\right)\left(\frac{ne}{2} + nd_{,} - \frac{n(n-1)(n-2)c}{3(n+1)}\right) \qquad (27)$$

für Annahme von s und t ergibt sich aus Gleichung (27) der Werth von e am besten durch Versuche.

Für s = t wird

$$l\,d^2 = l\left\{d_{,}^{2} - ncd_{,} - \frac{m^2h^2}{3} + \frac{n(2n+1)c^2}{6}\right\} + es(2d_{,} - nc) + e^2s +$$

$$+ 2ec\left(\frac{ne}{2} + nd_{,} - \frac{n(n-1)(n-2)c}{3(n+1)}\right)$$

hieraus:

$$e = -d_{,} + \frac{nc}{s+nc}\left(\frac{s}{2} + \frac{(n-1)(n-2)c}{3(n+1)}\right) +$$

$$+ \sqrt{\left\{\frac{l}{s+nc}\left(d^2 - d_{,}^{2} + \frac{m^2h^2}{3} + ncd_{,} - \frac{n(2n+1)c^2}{6}\right) + \right.}$$

$$\overline{\left. + \left(d_{,} - \frac{nc}{s+nc}\left[\frac{s}{2} + \frac{(n-1)(n-2)c}{3(n+1)}\right]\right)^2\right\}}.$$

Der kubische Inhalt der Mauer ohne Pfeiler ist auf die Länge l:

$$= \frac{lh}{2}(2d_{,} - mh - nc).$$

Der kubische Inhalt eines Pfeilers ist:

$$= \frac{h}{2}\{e(s+t) + nc(\sqrt{(s-t)^2 + 4e^2} - s + t)\}.$$

Daher der ganze Inhalt:

$$J = \frac{lh}{2}\{2d_{,} - mh - nc\} + \frac{h}{2}\{e(s+t) + nc(\sqrt{((s-t)^2 + 4e^2)} - s + t)\}.$$

§. 14.

Von dem Drucke, welchen die Steine eines Gewölbes auf das Lehrgerüst ausüben.

Um den Druck derjenigen Gewölbschichten, welche über den ruhenden Lagen sich befinden, auf die Lehrgerüste zu bestimmen, seien in dem Gewölbtheile, Fig. 71 Taf. II.

$G_1, G_2, G_3, \ldots G_n$ die Gewichte der 1sten, 2ten, 3ten, ... nten Gewölbschichten für die Länge = 1 des Gewölbes;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \ldots \alpha_n$ die Winkel, welche die untern Gewölbsfugenlinien mit der Verticalen machen;

$z_1, z_2, z_3, \ldots z_n$ die Längen der untern Fugen der Gewölbsteine;

$T_1, T_2, T_3, \ldots T_n$ die normalen Pressungen, welche auf diese Fugen stattfinden;

$R_1, R_2, R_3, \ldots R_n$ die Pressungen auf das Lehrgerüste, parallel mit den untern Fugen der Gewölbsteine;

f und γ der Reibungs- und Cohäsions-Coefficient;

so hat man die Pressung normal auf die Fuge $AB = T_{n-1}$; diese Pressung zerlegt sich in zwei Seitenkräfte, eine senkrecht und die andere parallel zu CD; erstere ist $T_{n-1} \cdot \cos(\alpha_n - \alpha_{n-1})$; letztere $- T_{n-1} \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1})$.

Der Widerstand der Reibung und Cohäsion auf der Fuge AB ist:

$$f T_{n-1} + \gamma z_{n-1};$$

auch dieser Widerstand, welcher als eine nach der Richtung BA wirkende Kraft betrachtet werden kann, zerlegt sich in zwei Seitenkräfte, eine senkrecht, die andere parallel zu CD;

Erstere ist: $(f T_{n-1} + \gamma z_{n-1}) \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1})$.

Letztere ist: $(f T_{n-1} + \gamma z_{n-1}) \cos(\alpha_n - \alpha_{n-1})$.

Das Gewicht G_n des Gewölbtheils ABCD zerlegt sich senkrecht und parallel zu CD in die Seitenkräfte: $G_n \sin \alpha_n$ und $G_n \cos \alpha_n$.

Hiernach ist die normale Pressung auf die untere Gewölbfuge CD:

$$T_n = T_{n-1} [\cos(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + f \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1})] + \gamma z_{n-1} \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + G_n \sin \alpha_n.$$

Man hat daher die Gleichung für das Gleichgewicht des Gewölbsteins ABCD

$$R_n = - T_{n-1} (1 + f^2) \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + \gamma z_{n-1} [\cos(\alpha_n - \alpha_{n-1}) - f \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1})] + G_n (\cos \alpha_n - f \sin \alpha_n) - \gamma z_n.$$

Mittelst dieser Gleichung wird man leicht die Pressungen R für jede beliebige Gewölbschicht bestimmen können.

Für die erste Gewölbschicht wäre $T_0 = 0$ und $\gamma z_0 = 0$, daher:

$$T_, = G_, \sin \alpha_,$$
$$R_, = G_, (\cos \alpha_, - f \sin \alpha_,) - \gamma z.$$

Die Cohäsion wird in der Regel $= 0$ gesetzt, daher hat man:

$$T_n = T_{n-1} [\cos(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + f \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1})] + G_n \sin \alpha_n$$
$$R_n = - T_{n-1} (1 + f^2) \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + G_n (\cos \alpha_n - f \sin \alpha_n);$$

für den äußersten Gewölbstein wäre:

$$T_, = G_, \sin \alpha_,$$
$$R_, = G_, (\cos \alpha_, - f \sin \alpha_,).$$

Ist auch die Reibung $= 0$, so hat man für den Gewölbtheil ABCD

$$T_n = T_{n-1} \cos(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + G_n \sin \alpha_n;$$
$$R_n = - T_{n-1} \sin(\alpha_n - \alpha_{n-1}) + G_n \cos \alpha_n;$$

für die erste Gewölbschicht:

$$T_, = G_, \sin \alpha_, \quad \text{und}$$
$$R_, = G_, \cos \alpha_,$$

Wenn man untersuchen will, wie groß der Druck auf das Lehrgerüst wird, wenn der Gewölbstein ABCD noch unbelastet ist, so hat man

$$R_n = G_n (\text{Cos } \alpha_n - f \sin \alpha_n) - \gamma z_n;$$

und für $\gamma = 0$:

$$R_n = G_n (\text{Cos } \alpha_n - f \sin \alpha_n).$$

Ist auch die Reibung $= 0$, so hat man

$$R_n = G_n \text{ Cos } \alpha_n.$$

§. 15.

Theoretisch-praktische Untersuchung über die Wirkung der Ramm-Maschine. (Nach A. Brix.)

Es sei:

h die Höhe, von welcher der Rammklotz frei herabfällt, dann ist die Geschwindigkeit, womit er auf den Kopf des Pfahls stößt, $c = \sqrt{2gh}$.

Bezeichnet weiter:

Q das Gewicht des Rammklotzes und

q „ „ des Pfahls, und betrachtet man beide Körper als unvollkommen elastisch, so sei n das Maß ihrer spezifischen Elasticität, und man erhält die Geschwindigkeit, womit der Pfahl seine Bewegung anfängt, oder:

$$v = \frac{cQ(1+n)}{Q+q} = \frac{(1+n)Q\sqrt{2gh}}{Q+q}. \qquad \text{(a)}$$

Mit dieser Geschwindigkeit beginnt nun die gestoßene Masse q ihre Bewegung, und bringt bis zu irgend einer Tiefe e in die Erde ein, wo dann die Bewegung durch den Widerstand des Erdreichs vernichtet ist. Was nun die Natur dieses Widerstandes anbelangt, so entsteht derselbe aus der Compression und Friction an der Oberfläche des Pfahls, so weit derselbe in der Erde steckt, und diese widersteht seiner Bewegung fortwährend; weshalb sie als eine verzögernde Kraft betrachtet werden kann, welche die anfängliche Geschwindigkeit v am Ende des Weges e zu vernichten im Stande ist. Obgleich nun der Widerstand des Grundes keine beständige Kraft ist, indem die Menge der Erdschichten, welche gegen die Oberfläche des Pfahls pressen, mit der Tiefe des Eindringens zunehmen, so kann man doch für die geringen Tiefen, in welche der Pfahl nach jedem Schlage noch eindringt, wenn er schon bis zu einer beträchtlichen Festigkeit eingerammt ist, von der Veränderlichkeit des Widerstandes abstrahiren und denselben als eine constante verzögernde Kraft ansehen. Bezeichnet man diese mit R, dann ist $R-q$ die Ueberwucht, welche die Anfangsgeschwindigkeit v der Masse q am Ende des Weges e vernichtet. Die zugehörige Beschleunigung ergibt sich: $\frac{R-q}{q} \cdot g$, wo $g = 9{\cdot}808$ Mtr. ist. Man hat daher:

$$v = \sqrt{2 \cdot \frac{R-q}{q} \cdot g \cdot e} \text{ und}$$

$$R - q = \frac{v^2 q}{2ge}; \text{ hierin den}$$

Werth von v aus Gleichung (a) gesetzt, gibt:

$$\text{(b)} \qquad R - q = \frac{h Q^2 q (1 + n)^2}{e (Q + q)^2}.$$

Eine nähere Betrachtung dieser Gleichung gibt zu folgenden Bemerkungen Anlaß: Zuerst erhält man dadurch einen richtigen Begriff von der Größe R des Widerstandes, den das Erdreich besitzt, woraus man zugleich das Maximum der Last kennen lernt, die der Pfahl noch außer seinem eigenen Gewichte q tragen kann, ohne tiefer einzubringen. Bezeichnet man dieselbe mit L, so ist $R - q = L$ und

$$\text{(c)} \qquad L = \frac{h Q^2 q (1 + n)^2}{e (Q + q)^2}.$$

Diese Belastung wird um so größer, je näher die Elasticität des Pfahls der vollkommenen kommt, oder je größer n ist; für $n = 1$ ergibt sich daher das Maximum der Belastung, nämlich: $L = \frac{4 h Q^2 q}{e (Q + q)^2}$, welche Formel auf der Voraussetzung einer vollkommenen Elasticität beruht, die aber für die Praxis nicht zulässig ist, weil die Materie des Pfahls eben so wenig vollkommen elastisch als absolut hart und unelastisch angenommen werden darf.

Wie geringe auch die Elasticität der aufeinander stoßenden Körper sein mag, so scheint es doch am meisten der Natur der Sache angemessen zu sein, den Pfahl als eine unvollkommene elastische Masse zu betrachten, die sich nach erhaltenem Stoße unabhängig und getrennt vom stoßenden Rammklotze zu bewegen anfängt.

Da es in der Praxis rathsam ist, immer dem Widerstande ein Uebergewicht zu geben, so setzt man in der obigen Formel (c) $n = 0$; alsdann erhält man für den kleinsten Werth der Belastung, unter welcher der Pfahl nicht tiefer eindringen kann, den Ausdruck $L = \frac{h Q^2 q}{e (Q + q)^2}$; diese Last steht mit dem Widerstande des Erdreichs im Gleichgewicht. Bei Bauwerken, die auf Pfahlwerken fundamentirt sind, darf man die Pfähle nicht bis zum Gleichgewicht beschweren, weil sonst jede nur einigermaßen beträchtliche Erschütterung ein tieferes Eindringen der Pfähle bewirken würde.

Nach Eytelwein soll man den eingerammten Pfahl nur mit dem vierten Theile seines Widerstandes belasten. Es wird daher $L = \frac{h Q^2 q}{4 e (Q + q)^2}$.

Bei besonders wichtigen Gebäuden scheint $1/6$ Belastung noch angemessener, also

$$L = \frac{h Q^2 q}{6 e (Q + q)^2}.$$

Nimmt man nun die Last L, welche ein Pfahl mit Sicherheit tragen kann, im Allgemeinen $= \frac{1}{m}$ seiner Tragfähigkeit für ein augenblickliches Gleichgewicht an, so hat man die Formel $L = \frac{h Q^2 q}{m e (Q + q)^2}$; (1) hieraus ergibt sich die Tiefe e, bis zu welcher der Pfahl nach dem letzten Schlage des Rammklotzes nur noch eindringen darf, wenn er eine gegebene Last L mit Sicherheit tragen soll; nämlich:

$$e = \frac{hQ^2q}{mL(Q+q)^2} \qquad (2)$$

und wenn die letzte Hitze aus N Schlägen besteht, so ist Ne die dadurch bewirkte Tiefe des Eindringens, welche mit E bezeichnet werden soll. Man erhält dafür:

$$E = \frac{NhQ^2q}{mL(Q+q)^2}. \qquad (3)$$

Man nennt dieses E den Effect des Rammklotzes.

Aus dieser Gleichung (3) erhält man die Anzahl Schläge, welche erforderlich sind, einen Pfahl unter gegebenen Umständen, um die Tiefe E in die Erde zu treiben, nämlich: $N = \frac{mLE(Q+q)^2}{hQ^2q}$. (4)

Wenn man die Wirkungen zweier Rammen mit einander vergleichen will, so muß dabei die Anzahl der erforderlichen Menschen und auch die Zeit berücksichtigt werden, in welcher sie denselben Pfahl gleich tief einzurammen vermögen. Offenbar ist nun die vortheilhafteste Wirkung auf Seite derjenigen Ramme, welche die wenigsten Menschen erfordert, um einen bestimmten Pfahl in der kürzesten Zeit ebenso tief einzuschlagen, wie die andere Ramme, wofern nämlich die übrigen Umstände auf beiden Seiten dieselben sind. Nun ist die Anzahl der Arbeiter dem Gewichte des Rammklotzes, und die Zeit der Arbeit der Anzahl Schläge proportional; daher verhalten sich die Wirkungen wie die Produkte beider Größen. Soll demnach eine Ramme die vortheilhafte Wirkung hervorbringen, so muß

$$NQ = \frac{mLE}{h} \cdot \frac{(Q+q)^2}{Qq}$$

ein Minimum sein.

Sofern nun die Größen E, L, m und h gegeben, und demnach als constant zu betrachten sind, hängt die Größe des Minimums von dem Verhältnisse der Gewichte Q und q zu einander ab; und um dasselbe der vorigen Bedingung gemäß zu bestimmen, setze man $Q = xq$, so entsteht

$$NQ = \frac{mLE}{h} \cdot \frac{(1+x)^2}{x}.$$

Dieser Ausdruck wird ein Minimum für $x = \pm 1$; $x = -1$ würde $Q = -q$ geben, was nicht sein kann, es muß daher $x = +1$ genommen werden, woraus hervorgeht, daß eine Ramme dann am vortheilhaftesten angeordnet ist, wenn $Q = q$, oder wenn das Gewicht des Bären dem des Pfahles gleich ist.

Setzt man in den frühern Formeln $Q = q$, so ergeben sich folgende:

$$E = \frac{NhQ}{4mL}; \quad L = \frac{NhQ}{4mE}.$$

Ist ein Pfahl schon so tief eingedrungen, daß sein Kopf mit der Oberfläche des Schwellenwerks in gleiche Ebene kommt, so kann ihn der Rammklotz nicht mehr erreichen; alsdann wird das fernere Eintreiben vermittelst des sogenannten Rammknechts bewirkt. Um zu untersuchen, welchen Einfluß ein solcher Rammknecht auf den Effect des Einrammens hat, sei wieder

Q das Gewicht des Rammklotzes,

q " " " Pfahls,

$q_,$ das Gewicht des Rammknechtes,

$e_,$ die Tiefe des Eindringens nach jedem Schlage.

Die Masse Q stößt mit der Geschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ gegen die Masse $q_,$ und wenn n die Verhältnißzahl für die Elasticität der letztern ist, so erhält man ihre Geschwindigkeit nach dem Stoße: $v = \frac{(1+n)\,Q\sqrt{2gh}}{Q+q_,}$.

Mit dieser Geschwindigkeit stößt die Masse $q_,$ gegen die q deren Elasticität das Maß $n_,$ haben mag; folglich wird letztere allein ihre Bewegung mit der Geschwindigkeit

$$v_, = \frac{(1+n_,)\,vq_,}{q_,+q} = \frac{(1+n_,)\,(1+n)\,Q\,q_,\sqrt{2gh}}{(Q+q_,)\,(q_,+q)}$$

anfangen, und von der gleichförmig verzögernden Kraft $R-q$ am Ende des durchlaufenen Wegs $e_,$ zur Ruhe gebracht werden. Man erhält wie früher:

$R - q = \frac{v_,^2 q}{2ge_,}$ und wenn man hierin für $R - q = L$ und für $v_,$ obigen Werth setzt:

$$L = \frac{(1+n_,)^2\,(1+n)^2\,Q^2 q_,^2 q h}{e_,(Q+q_,)^2\,(q_,+q)^2}. \tag{5}$$

Um hieraus den Rammeffekt abzuleiten, entwickle man $e_,$ mit Weglassung der ungewissen Zahlen $n_,$ und n so kommt

$$e_, = \frac{hQ^2 q_,^2 q}{L\,(Q+q_,)^2\,(q_,+q)^2}. \tag{6}$$

Dieser Effekt wird desto kleiner, je kleiner die Masse $q_,$, woraus man sieht, daß letzterer jedesmal einen nachtheiligen Einfluß hat. Man findet leicht, daß für $q_, = \sqrt{Qq}$ der Rammknecht den geringsten nachtheiligen Einfluß habe.

§. 16.

Entwicklung allgemeiner Formeln zur Berechnung der Auf- und Abtragsflächen einer Bahnlinie, nach Leon Lalanne*).

Setzt man voraus, das Terrain habe im Querprofile zu beiden Seiten der Bahnachse verschiedene, aber doch gleichförmige Neigungen, was meistens, wenn auch nur auf eine, der halben Gesammtbreite der Bahn entsprechende Entfernung von der Achse stattfinden wird, so ist es einleuchtend, daß irgend ein Profil, z. B. rechts der Bahnachse, auch zur Linken derselben vorkommen kann, und wenn man nun für alle auf einer Seite der Achse möglichen Fälle von Bahnprofilen allgemeine Formeln aufgestellt hat, es keine Schwierigkeit mehr geben wird, diese auch für ähnliche Fälle auf der andern Seite der Achse anzuwenden.

Man wird sich also mit der Betrachtung jener auf der rechten Seite der Bahnachse möglichen Profilsformen beschäftigen, von denen es vier Hauptfälle gibt, indem in denselben entweder ein fallendes oder steigendes Terrain, verbunden mit einer Ab- oder Auftragskote, vorkommen kann.

---

*) Annales des ponts et chaussées, Fevrier 1839.

Um aber die zu entwickelnden Formeln zur unmittelbaren Berechnung der Ab- und Auftragsflächen anwenden zu können, ohne die letztern erst verzeichnen zu müssen, ist es nothwendig, aus den gegebenen Bestimmungsstücken selbst zu ermitteln, welcher Profilsform selbe angehören, und man wird daher für jeden der zu behandelnden Fälle auch seine Charakteristik entwickeln.

Bevor man nun hiezu übergeht, nehme man für alle in die Rechnung eingehenden Größen folgende Bezeichnung an:

l die halbe Kronenbreite der Bahn im Ab- oder Auftrage;
l' „ „ „ mit Einschluß der obern Grabenbreite im Abtrage;
l'' die Entfernung der innern, untern Grabenkante von der Bahnachse im Abtrage;
F die Querschnittsfläche des Grabens;
f die Breite seiner Sohle und
h die Tiefe derselben; ferner
α der Steigungswinkel des Terrains im Querprofile;
α' der Gefällswinkel desselben;
d die Abtragskote;
r die Kote des Auftrages;
φ der Böschungswinkel des Abtrages und
φ' jener des Auftrages;
D die Fläche des Abtrages und
R die des Auftrages.

Erster Hauptfall.

Steigendes Terrain mit einer Auftragskote.

Fig. 312. Taf. XVII.

Setzt man die Fläche $ABDE = D'$, so ist:

$$D' = \text{Trapez } ABDC - \triangle\, ECD;$$

da aber

$$\text{Trapez } ABCD = \tfrac{1}{2}\,(AB + CD)\,(AE - EC) \text{ und}$$

$$\triangle\, ECD = \tfrac{1}{2}\, EC \,.\, CD \text{ so hat man:}$$

$$D' = \tfrac{1}{2}\,\{AB\,.\,AE + CD\,.\,AE + AB\,.\,EC\}.$$

Da ferner:

$$EC = CD \tan\alpha \qquad \text{(m)}$$

$$CD = CB' + B'D = l' + \left(\frac{d + EC}{\tan\varphi}\right) =$$

$$= l' + \frac{d + CD \tan\alpha}{\tan\varphi} \qquad \text{(n)}$$

so folgt aus (n):

$$CD = \frac{l' \tan\varphi + d}{\tan\varphi - \tan\alpha}$$

und damit aus (m):

$$EC = \left(\frac{l' \tan\varphi + d}{\tan\varphi - \tan\alpha}\right) \tan\alpha.$$

Da nun noch $AB = l'$ und $AE = d$ ist, so erhält man durch Substitution dieser Werthe in D', wenn man nun alles auf gleichen Nenner stellt und reducirt:

$$D' = \frac{d^2 + 2\,l'\,d \tan\varphi + l'^2 \tan\alpha \tan\varphi}{2\,(\tan\varphi - \tan\alpha)}.$$

Wenn man zum Zähler dieses Bruches das Glied $l'^2\,(\tan\varphi - \tan\alpha).\tan\varphi$ mit dem Zeichen $+$ und ein Mal mit dem Zeichen $-$ ansetzt, entwickelt, alle Glieder, die das vollständige Quadrat $(l' \tan\varphi + d)^2$ ausmachen, vereinigt und die sich ergebenden gleichen Faktoren im Zähler und Nenner wegläßt, so erhält man:

$$D' = \frac{(l' \tan\varphi + d)^2}{2\,(\tan\varphi - \tan\alpha)} - \frac{l'^2 \tan\varphi}{2}$$

bemerkt man nun, daß: $D = D' + F$ ist, so hat man:

(1)

$$D = \frac{(l' \tan\varphi + d)^2}{2\,(\tan\varphi - \tan\alpha)} - \left(\frac{l'^2 \tan\varphi}{2} - F\right)$$

und offenbar ist hier:

$$R = 0.$$

Betrachtet man die Gerade ED, welche das Querprofil des Terrains vorstellt, so sieht man leicht ein, daß sie bei irgend einem Steigungswinkel α alle Lagen, für welche $d \geqq 0$ ist, annehmen kann, ohne daß sich die Formel (1) ändert, mithin ist $d \geqq 0$ die Charakteristik des vorliegenden Falles.

Für $d < 0$, das heißt übergeht d in r, und die Gerade ED hat eine Lage, die den

zweiten Hauptfall

steigendes Terrain mit einer Auftragskote

veranlaßt. Fig. 313.

Hat nun die Gerade ED eine solche Lage, daß sie die Aa schneidet, so ist:

$$\triangle AEC = R = \tfrac{1}{2}\, AE \,.\, AC;$$

da aber $AE = r$ und $AC = \dfrac{r}{\tan\alpha}$; so ist

(2)

$$R = \frac{r^2}{2 \tan\alpha}$$

ferner ist

$$\triangle CBD = \tfrac{1}{2}\, CB \,.\, DF;$$

es ist aber

$$CB = AB - AC = l' - \frac{r}{\tan\alpha} = \frac{l' \tan\alpha - r}{\tan\alpha}$$

und mit diesem Werthe von BC aus der Relation:

$$DF = BF \tan\varphi = (CB + BF) \tan\alpha$$

erhält man sofort:

$$BF = \frac{CB \tan\alpha}{\tan\varphi - \tan\alpha} = \frac{l' \tan\alpha - r}{\tan\varphi - \tan\alpha} \text{ und}$$

$$DF = \left(\frac{l' \tan\alpha - r}{\tan\varphi - \tan\alpha}\right) \tan\varphi;$$

mithin, wenn das Dreieck CBD = D' gesetzt wird,

$$D' = \left(\frac{l' \tang \alpha - r}{\tang \varphi - \tang \alpha}\right)^2 \frac{\tang \varphi}{\tang \alpha}.$$

Um diesen Ausdruck auf eine für die Berechnung vortheilhafte Form zu bringen, setze man zu demselben das Glied

$$\frac{l'^2 \tang \varphi^2 + r}{2 (\tang \varphi - \tang \alpha)}$$

ein Mal mit + und ein Mal mit — hinzu, wornach, wenn man alles auf gleichen Nenner bringt, den Zähler entwickelt, alle Glieder, die das vollständige Quadrat $(l' \tang \varphi - r)^2$ bilden, und dann jene paarweise zusammennimmt, die durch $(\tang \varphi - \tang \alpha)$ theilbar sind, so erhält man:

$$D' = \frac{(l' \tang \varphi - r)^2}{2 (\tang \varphi - \tang \alpha)} + \frac{r^2}{2 \tang \alpha} - \frac{l'^2 \tang \varphi}{2}.$$

Wenn man noch F hinzu addirt und bemerkt, daß $\frac{r^2}{2 \tang \alpha} = R$ ist, so hat man:

$$D = \frac{(l' \tang \varphi - r)^2}{2 (\tang \varphi - \tang \alpha)} + R - \left(\frac{l'^2 \tang \varphi}{2} - F\right). \qquad (2)$$

Läßt man bei irgend einem Werthe von α die Größe r wachsen, so wird Aa noch immer von der Geraden ED geschnitten, und erhält r einen solchen Werth, daß die Gerade ED durch die Kronenkante a geht, so hat r den höchsten Werth erhalten, für welchen die Formeln (2) noch gelten.

Aus dieser Lage der Geraden ED folgt nun die Charakteristik des vorliegenden Falles:

$$AE \leqq Aa \tang \alpha \text{ oder}$$
$$r \leqq l \tang \alpha$$

Würde für einen bestimmten Werth von α, $r > l \tang \alpha$, so hat man einen zweiten besondern und hieher gehörigen Fall, Fig. 314 und 315, in welchem aB von der Geraden ED in D' geschnitten wird, und wenn r einen solchen Werth erhält, daß die Gerade ED durch den Punkt a geht, so ist offenbar AE' der größte Werth von r, bei welchem der betrachtete Fall noch ungeändert bleibt und man hat $AE' - An = l'' \tang \alpha$;

oder, wenn man auf die rechte Seite An überträgt und sowohl für AE als auch für An die Werthe substituirt, so erhält man die zweite Charakteristik dieses Falles

$$r \leqq l'' \tang \alpha + h.$$

Um nun für diesen Fall die Auftragsfläche zu berechnen, diene folgende Betrachtung:

Denkt man sich Fig. 312 die Fläche ABDE um die Achse AB so gedreht, daß ED unterhalb AB zu liegen kommt, und ändert die Neigung der Geraden ED in die entgegengesetzte, so entsteht eine der zu berechnenden Auftragsfläche gleichgeltende Figur; wenn man nun in dem für D entwickelten Ausdrucke (1)

$-\alpha$ statt α

r „ d

R statt D
l „ l′ und
F = 0

setzt, so erhält man offenbar:

(3) $$R = \frac{(l \tan \varphi + r)^2}{2 (\tan \varphi + \tan \alpha)} - \frac{l^2 \tan \varphi}{2}$$

für die Fläche des vorliegenden Falles.

Für die Abtragsfläche hat man aus Fig. 314

$$D = DabD = F - BD'O + ODB'$$
$$= F - (AEO - AED'B) + ODB' \text{ oder}$$
$$D = F - AEO + AED'B + ODB';$$

da aber:

$$AEO = \frac{r^2}{2 \tan \alpha}, \; AED'B = R$$

und nach der Formel (2)

$$D' = ODB' = \frac{(l' \tan \varphi - r)^2}{2 (\tan \varphi - \tan \alpha)} + \frac{r^2}{2 \tan \alpha} - \frac{l'^2 \tan \varphi}{2}$$

ist, so erhält man durch Substitution dieser Werthe in D und nach Reduction

(3) $$D = \frac{(l' \tan \varphi - r)^2}{2 (\tan \varphi - \tan \alpha)} + R - \left(\frac{l'^2 \tan \varphi}{2} - F\right).$$

Die zweite den behandelten Fall charakterisirende Bedingung war $r \leqq l'' \tan \alpha + h$, bei welcher die Auftragskote r höchstens einen solchen Werth erhalten kann, daß die Gerade ED durch den Punkt a geht.

Ist aber $r > l'' \tan \alpha + h$, so tritt offenbar ein dritter hierher gehöriger und besonderer Fall ein, Fig. 316, in welchem die Grabensohle ab, oder ihre Verlängerung nach der Rechten hin, von der Geraden ED geschnitten wird; wird ab z. B. noch in o, also zwischen a und b getroffen, so ergibt sich außer der Auftragsfläche ABD′E noch eine zweite ao D′, welche letztere sammt der Abtragsfläche ob D′ als inpracticabel erscheinen, und da die Gerade ED, sie möge die ab wo immer oder ihre Verlängerung nach der Rechten hin treffen, bei der Bedingung

$$r > l'' \tan \alpha + h$$

ganz außer der Region des Abtrages liegt, so sieht man leicht ein, daß man in dem vorliegenden Falle nur die Fläche ABD′E als eigentlichen Auftrag zu betrachten und sie als solchen zu berechnen habe.

Es ist kaum zu bemerken nothwendig, daß die Herleitung eines Ausdruckes für die Fläche ABD′E in Fig. 316 von der für den Auftrag des vorausgegangenen Falles (3) keine Verschiedenheit darbietet, und setzt man nun dort in R, Formel (3), φ′ statt φ, so erhält man:

(4) $$R = \frac{(l \tan \varphi' + r)^2}{2 (\tan \varphi' + \tan \alpha)} - \frac{l^2 \tan \varphi'}{2}$$

und ferner ist hier, wie aus der obigen Betrachtung erhellet:

(4) $$D = 0.$$

Es kann hier noch bemerkt werden, daß die Gleichung $r = l'' \tan \alpha + h$ die beiden Fälle (3) und (4) separirt.

Dritter Hauptfall.

Fallendes Terrain mit einer Abtragskote.

Hat das Terrain im Querprofile, Fig. 317, einen beliebigen Gefällswinkel und d einen solchen Werth, daß die Gerade ED nur die äußere Böschung bD trifft, so ist der erste hierher gehörige Fall festgestellt. Derselbe bleibt ungeändert, so lange die Gerade ED noch oberhalb des Punktes B liegt, und geht sie durch diesen, so hat d den geringsten aller Werthe, die dem vorliegenden speziellen Falle angehören und man hat für die Charakteristik dieses Falles

$$AE \geqq AB \tang \alpha'$$

oder was dasselbe ist

$$d \geqq l \tang \alpha'$$

Ist nun $d < l \tang \alpha'$, so liegt die Gerade ED unterhalb B, und wir erhalten den zweiten besondern Fall. Fig. 318. Erreicht d einen Werth, bei welchem die Gerade ED durch b geht, so bildet letztere in dieser Lage die Gränze aller ihrer in dem vorliegenden Falle möglichen Lagen und man hat:

$$AE' + AE = (ae + ab) \tang \alpha' \text{ oder}$$
$$d + h = (l'' + f) \tang \alpha'$$

mithin sind die Charakteristiken dieses zweiten besondern Falles

$$\begin{cases} d < l \tang \alpha' \\ d + h = (l'' + f) \tang \alpha'. \end{cases}$$

Ist ferner $d + h < (l'' + f) \tang \alpha'$, so entsteht hierdurch, wie leicht einzusehen, der dritte spezielle Fall, Fig. 319, in welchem die Gerade ED aus der Region des Abtrages tritt, und die sich noch allenfalls ergebende Abtragsfläche im Grabenprofile, wie in einem ähnlichen schon früher vorgekommenen Falle, muß als unanwendbar außer Acht gelassen werden.

Es wird sich nun handeln, die für alle drei angeführten speziellen Fälle gehörigen Ab- und Auftragsflächen zu berechnen.

Für den ersten dieser drei Fälle hat man:

$$R = 0 \tag{5}$$

wie leicht einzusehen, und wenn man ferner die Abtragsform ABabDE, Fig. 317, mit der in Fig. 312 vergleicht, so findet man, daß sie aus letzterer entspringt, wenn man der Geraden ED eine entgegengesetzte Lage gibt; und wenn man im Ausdrucke (1) für den Abtrag $-\alpha'$ statt α setzt, so erhält man offenbar den Ausdruck für die fragliche Abtragsfläche:

$$D = \frac{(l' \tang \varphi + d)^2}{2(\tang \varphi + \tang \alpha)^2} - \left\{\frac{l'^2 \tang \varphi}{2} - F\right\}. \tag{5}$$

Um den Auftrag für den folgenden Fall (6), Fig. 318, durch einen Ausdruck zu geben, denke man sich die Fig. 313 so um die Gerade AB gedreht, daß die ED nach abwärts zu liegen kommt, wobei der Auftrag zum Abtrage und letzterer zum ersteren wird; abstrahirt man noch vom Grabenprofile, welches offenbar auf den gesuchten Ausdruck gar keinen Bezug hat, und vergleicht den Auftrag der so entstandenen Form mit dem hier in Fig. 318 zu bestimmenden, so wird es ein-

leuchtend, daß die Entwicklung des Ausdruckes für den letzteren ganz dieselbe ist, wie hier für den Abtrag D des Falles (2), und wenn man nun dort R statt D, l statt l′, d statt r, α' statt α, und $F = 0$ setzt, so erhält man den verlangten Ausdruck

$$(6)\qquad R = \frac{(l \tan\varphi - d)^2}{2(\tan\varphi - \tan\alpha')} + \frac{d^2}{2\tan\alpha'} - \frac{l^2\tan\varphi}{2}.$$

Für den Abtrag hat man Fig. 318 im Allgemeinen

$$D = \triangle\, AEC + \text{Trapez } D'abD.$$

Da aber $\triangle\, AEC = \frac{1}{2} AC \cdot AE = \frac{d^2}{2\tan\alpha'}$ und

$$\text{Trapez } D'abD = F - (\triangle\, CDB' - R)$$

mithin $$D = F + R + \frac{d^2}{2\tan\alpha'} - \triangle\, CDB'.$$

Es wird sich nun noch handeln, die Fläche des $\triangle\, CDB'$ näher zu bestimmen. Fällt man daher aus D ein Perpendikel auf $AB' = l'$, so hat man

$$CD = \frac{Dd}{\tan\alpha'};\ B'd = \frac{Dd}{\tan\varphi}.$$

Durch Addition dieser Gleichungen und Berücksichtigung, daß

$$CD + B'd = AB' - AC = l' - \frac{d}{\tan\alpha'} = B'C$$

ist, erhält man:

$$\frac{l'\tan\alpha' - d}{\tan\alpha'} = \frac{(\tan\varphi + \tan\alpha')\, Dd}{\tan\varphi\tan\alpha'},\ \text{woraus}$$

$$Dd = \left(\frac{l'\tan\alpha' - d}{\tan\varphi + \tan\alpha}\right)\tan\varphi.$$

Mit diesem Werthe von Dd und dem Werthe von B′C ist:

$$\triangle\, CDB' = \frac{1}{2} CB' \cdot Dd = \frac{(l'\tan\alpha' - d)^2}{2(\tan\varphi + \tan\alpha')} \cdot \frac{\tan\varphi}{\tan\alpha'}.$$

Fügt man zum Zähler dieses Bruches noch das Glied $(l'^2 \tan\varphi^2 \tan\alpha' + d^2\tan\alpha')$ ein Mal negativ und ein Mal positiv hinzu, entwickelt alle Glieder, nimmt für's erste jene zusammen, die das vollständige Quadrat $-(l'\tan\varphi + d)^2$ ausmachen und dann jene paarweise, die den Faktor $(\tan\varphi + \tan\alpha')$ enthalten, so folgt nach Abkürzung:

$$\triangle CDB' = -\frac{(l'\tan\varphi + d)^2}{2(\tan\varphi + \tan\alpha')} + \frac{l'^2\tan\varphi}{2} + \frac{d^2}{2\tan\alpha'}$$

und mit diesem Werthe:

$$(6)\qquad D = \frac{(l'\tan\varphi + d)^2}{2(\tan\varphi + \tan\alpha')} + R - \left(\frac{l'^2\tan\varphi}{2} - F\right).$$

Aus einer ähnlichen Betrachtung, die in dem eben abgehandelten Falle diente, einen Ausdruck für den Auftrag auf die kürzeste Art aufzustellen, erhält man für den Fall (7), Fig. 319, aus (2); wenn man noch φ mit φ' vertauscht,

$$(7)\quad \begin{cases} R = \dfrac{(l\tan\varphi' + d)^2}{2(\tan\varphi' - \tan\alpha')} + \dfrac{d^2}{2\tan\alpha'} - \dfrac{l^2\tan\varphi'}{2} \ \text{und} \\[2ex] D = \dfrac{d^2}{2\tan\alpha'}. \end{cases}$$

Vierter Hauptfall.

Fallendes Terrain mit einer Auftragskote.

(Fig. 320 und 321.)

Die Gerade CD, welche das Terrainprofil vorstellt, kann hier, wie es von selbst einleuchtet, entweder theilweise im Ab- und Auftrage oder gänzlich im letztern, nie aber im erstern allein liegen. Hat nun bei irgend einem Gefällswinkel des Terrains die Auftragskote $AE' = r$ in Fig. 320 einen Werth, bei welchem die Gerade ED durch den Punkt b geht, so hat man für die Lage dieser Geraden die Relation

$$An - AE' = (na + ab) \tang \alpha'$$

oder was dasselbe ist:

$$h - r = (l'' + f) \tang \alpha'$$

und es hat gar keine Schwierigkeit, einzusehen, daß die Gerade ED in dieser Lage die Gränze zweier spezieller Fälle bildet; denn liegt sie oberhalb b, so begränzt sie theilweise den Ab- und Auftrag und man leitet von der vorhergehenden Gleichung für diesen Fall die Charakteristik ab:

$$r + (l'' + f) \tang \alpha' < h.$$

Liegt sie aber unterhalb dieser Gränze, Fig. 321, so begränzt sie nur den Auftrag, und die Charakteristik für diesen Fall ist:

$$r + (l'' + f) \tang \alpha' > h.$$

Es bleibt uns noch für beide Fälle die Bestimmung der Ab- und Auftragsflächen.

Gibt man in Fig. 314 der Geraden ED eine entgegengesetzte Neigung, so hat man offenbar den ersten hierher gehörigen Fall, Fig. 320; wenn man nun in den Formeln für den Fall (3) $-\alpha'$ statt α schreibt, so erhält man die für den vorliegenden Fall gehörigen Ausdrücke

$$\left.\begin{aligned} R &= \frac{(l \tang \varphi + r)^2}{2(\tang \varphi - \tang \alpha')} - \frac{l^2 \tang \varphi}{2} \\ D &= \frac{(l' \tang \varphi - r)^2}{2(\tang \varphi + \tang \alpha')} + R - \left(\frac{l'^2 \tang \varphi}{2} - F\right). \end{aligned}\right\} \quad (8)$$

Nimmt man in Fig. 316 auch eine solche Aenderung in der Lage der Geraden ED vor, so erhält man den zweiten hierher gehörigen Fall und schreibt man in den Ausdrücken (4) $-\alpha'$ statt α und φ' statt φ, so erhält man sofort:

$$\left.\begin{aligned} R &= \frac{(l \tang \varphi' + r)^2}{2(\tang \varphi' - \tang \alpha')} - \frac{l^2 \tang \varphi'}{2} \\ D &= 0, \end{aligned}\right\} \quad (9)$$

Aus den abgeleiteten Formeln ersieht man, daß für irgend ein bestimmtes Bahnprojekt die Größen l, l', l'', φ, φ', F, f und h und mithin alle aus ihnen Abgeleiteten constant und ein für allemal berechnet sind, und daß also in jede der Formeln nur zwei Variable, nämlich der Neigungswinkel des Terrains und die Ab- und Auftragskote, eingehen, man hat daher in jedem vorkommenden Falle Ausdrücke von der Form:

$$X = \frac{(A \pm y)^2}{2(B \pm x)} \text{ und } L = \frac{(A \pm y)}{(B \pm x)}$$

zu berechnen, was offenbar mit Hülfe der Logarithmen sehr leicht geschieht.

Hat man X berechnet, so erhält man noch leichter L, indem, wie leicht zu ersehen:

$L = \frac{X}{1/2\,(A \pm y)}$ ist. L ist nämlich die durch den Ab- oder Auftrag eingenommene horizontale Breite des Terrains.

Durch den Gebrauch dieser Formeln wird man nothwendig zu der Ueberzeugung geführt, daß man die gesuchten Größen viel schneller, richtiger und sicherer erhält, als es nur immer durch Zeichnung zu erreichen ist.

Es ist kaum zu bemerken nothwendig, daß diese Formeln nur in solchen Fällen angewendet werden können, in welchen sie auf die bezüglichen Terrainverhältnisse passen, was jedoch meistens der Fall sein wird.

Würde man Abtragsflächen mit verticaler Böschung zu berechnen haben, so müssen die Werthe für D einer Transformation unterzogen werden und es wird mehr als hinreichend sein, dieß auf einer der Formeln zu zeigen.

Nimmt man also z. B. die Formel:

$$D = \frac{(l' \operatorname{tang}\varphi + d)^2}{2(\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha)} - \frac{l'^2 \operatorname{tang}\varphi}{2} + F.$$

Setzt man $\frac{(l' \operatorname{tang}\varphi + d)^2}{2(\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha)} = X$

und entwickelt das Quadrat des Zählers, so erhält man:

$$X' = \frac{l'^2 \operatorname{tang}\overset{-2}{\varphi}}{2(\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha)} + \frac{d l' \operatorname{tang}\varphi}{\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha} + \frac{d^2}{2(\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha)}.$$

Für die beiden ersten Glieder von X hat man, wenn man sie durch gewöhnliche Division entwickelt:

$$\frac{l'^2 \operatorname{tang}\overset{-2}{\varphi}}{2(\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha)} = \frac{l'^2}{2}\left(\operatorname{tang}\varphi + \operatorname{tang}\alpha + \frac{\operatorname{tang}\overset{-2}{\alpha}}{\operatorname{tang}\varphi} + \frac{\operatorname{tang}\overset{-3}{\alpha}}{\operatorname{tang}\overset{-2}{\varphi}} + \ldots\right)$$

$$\frac{d l' \operatorname{tang}\varphi}{\operatorname{tang}\varphi - \operatorname{tang}\alpha} = d l'\left(1 + \frac{\operatorname{tang}\alpha}{\operatorname{tang}\varphi} + \frac{\operatorname{tang}\overset{-2}{\alpha}}{\operatorname{tang}\overset{-2}{\varphi}} + \frac{\operatorname{tang}\overset{-3}{\alpha}}{\operatorname{tang}\overset{-3}{\varphi}} + \ldots\right).$$

Ersetzt man nun die beiden ersten Glieder in X durch ihre Entwickelungen, substituirt dann X in den Ausdruck für D, reducirt und setzt $\varphi = 90^0$, das heißt $\operatorname{tang}\varphi = \infty$, so erhält man:

$$D = 1/2\, l'^2 \operatorname{tang}\alpha + d l' + F.$$

Wie man sieht, haben die Ausdrücke für die Abtragsflächen bei Voraussetzung einer verticalen Böschung eine große Einfachheit.

§. 17.

Erdtransport mit Kippwagen auf Dienstbahnen.

Formeln für diesen Transport.

(Von Viarron de Montdesir.)

Bei der Betrachtung über den Erdtransport mit Kippwagen wird vorausgesetzt, das die Schienen und Lagerstühle für die Bahn vom Staate oder von der

Actiengesellschaft dem Unternehmer geliefert werden, daß aber dieser letztere gehalten ist, Alles übrige Material herbeizuschaffen.

Die Aufstellung einer allgemein giltigen Formel für den Transport der Erde auf Kippwagen hat viele Schwierigkeiten, da sehr viele Dinge dabei zu berücksichtigen sind, die eine genaue Kenntniß der Details voraussetzen. Welches aber auch die Gesichtspunkte sind, von denen ausgegangen werden kann, so muß hauptsächlich ein Element Berücksichtigung finden, und dieß ist die Zeit. Wenn man einen Eisenbahnunternehmer, welcher schon große Erdarbeiten mit Kippwagenförderung ausgeführt hat, fragen würde, um welchen Preis er einen Erdeinschnitt von bekannten Dimensionen und bei Kenntniß aller nöthigen Daten herstellen würde, so wäre seine Antwort: dieß hängt von der Zeit ab, in welcher die Arbeit vollendet sein muß, oder mit andern Worten, von der Größe des Erdquantums, welches in einem Tage im Durchschnitt gefördert werden muß.

Nach dieser Größe der mittlern Förderungsmasse (débit moyen) richtet sich alsdann die ganze Einrichtung der Bahn und des Betriebs.

Die Arbeit der Erdförderung zerfällt in drei Theile: das Aufladen, der Transport und das Abladen.

Man begreift, daß bei dem Aufladen nicht beliebig viel Arbeiter an einem Punkte angestellt werden können. Die Natur des Bodens, die Höhe des Einschnitts, die größte Entfernung, auf welche man die Erde mittelst Karren herbeischaffen will, sind Ursachen, welche auf die Einrichtung der Arbeit des Aufladens Einfluß haben. Hier wird angenommen, daß es immer möglich sei, zwei und selbst drei Aufladeorte herzustellen; für zwei soll die tägliche Förderungsmasse höchstens 400 K.-Mtr.; für drei 600 K.-Mtr. betragen.

Was den Transport betrifft, so erfordert dieser nur eine hinlängliche Anzahl von Pferden und Wechsel (relais). Bezüglich des Abladens wird bemerkt, daß auf einem Punkt, wenn drei Schienengeleise gelegt sind, 600 K.-Mtr. abgeladen werden können; daß also für größere Abladungsmassen ein zweiter Abladeort nöthig ist.

Dieses vorausgesetzt, werden die Einschnitte in vier Klassen getheilt:

	Kleinste tägliche Förderungsmasse.
1) Kleine Einschnitte	100 K.-Mtr.
2) Mittlere Einschnitte	200 „
3) Große Einschnitte	400 „
4) Sehr große Einschnitte	600 „

In den beiden ersten Fällen wird ein Aufladepunkt und ein Abladepunkt mit zwei Geleisen angenommen.

In dem dritten Falle werden zwei Aufladepunkte und ein Abladepunkt mit drei Geleisen vorausgesetzt.

Endlich in dem vierten Falle sind es drei Aufladepunkte mit je zwei Geleisen und zwei Abladepunkte mit je drei Geleisen.

Um die Formeln für die vier Fälle aufstellen zu können, sind gewisse praktische Resultate nöthig, die hier aus 15 größern Erdförderungsarbeiten an der französischen Nordbahn entnommen wurden.

Schienen und Lagerstühle.

Der Unternehmer besorgt den Transport der Schienen und Stühle, welche ihm geliefert wurden, von den Depots zu den Werkplätzen und zurück; ihm fällt ferner die Abnützung dieses Materials zur Last.

Man kann im Mittel die Entfernungen der Depots von den Werkplätzen zu 3 Kilomtr., folglich 6 Kilomtr. für hin und zurück annehmen. Rechnet man 0·5 Fr. für die Tonne per Kilomtr., so macht dieß 3 Fr. per Tonne. Das Gewicht der Schienen wird mit 30 Kilogr. per laufenden Meter, das Gewicht der Stühle mit 10 Kilogr. in Rechnung gebracht.

Für die Abnutzung wird im Mittel für den laufenden Meter Schienen 0·5 Fr. gerechnet; da dieselbe steigt mit der Größe des Einschnitts, so wird angenommen

	Fr.
Für kleine Einschnitte	0·45
„ mittlere „	0·50
„ große und sehr große Einschnitte	0·55

Querschwellen, Nägel und provisorische Keile.

Der mittlere Preis einer Querschwelle ist	1·10
Ein eiserner Nagel wiegt 0·25 K. und kostet 0:142 Fr.; daher 4 . .	0·57
Ein Keil von Eichenholz zu 0·13 Fr. gibt für zwei	0·26
Daher Preis einer Schwelle sammt Nägel und Keile	1·93

Dieses Material nimmt bedeutend an Werth ab; es wird gerechnet:

Für den ersten Fall 60 vom 100 des anfänglichen Werths	1·158
„ „ zweiten Fall 70 vom 100 „ „ „	1·351
„ „ dritten und vierten Fall 80 vom 100 des anfänglichen Werths .	1·544

Schienenlagen für den laufenden Meter.

Hierfür rechnet man gewöhnlich . . . . 0·3

Verlegen der Schienen für den laufenden Meter.

Dieß wird mit . . . . 0·25
in Anrechnung gebracht.

Wegnehmen der Schienen für den laufenden Meter.

Man rechnet im Mittel . . . . 0·10

Vereinigung zweier Schienengeleise — Ausweichungen.

Die Vereinigung zweier Geleise, beziehungsweise der Anschluß eines Schienenzweiges erfordert ein Kreuzungsstück und ein Excentrik mit zwei beweglichen Schienen.

Eine Ausweichung dagegen erfordert zwei Kreuzungsstücke und zwei Excentriks, die durch einen Schienenstrang von 72 Mtr. Länge verbunden sind.

	Fr.
Ein Kreuzungsstück und zwei gußeiserne Leitschienen, 48 Kilogr., à 0·4 Fr.	19·2
Holzunterlage	8·4
10 Nägel, 5 Kilogr., à 0·7 Fr.	3·5
Eichene Bohlen unter das Excentrik	9·6
Langschwellen unter die beweglichen Schienen	36·0
Eiserne Stangen unter die Stühle — Anzahl 4, 22·8 Kil., à 0·7 Fr.	15·96
Excentrikstange, 9·75 Kil., à 0·7 Fr.	6·82
Hebelsarm am Excentrik	5·67
3 Bolzen, 3·1 Kil., à 0·7 Fr.	2·17
Eiserne Kloben zur Befestigung der Stühle auf die eisernen Unterlagsstangen, 3 Kil., à 0·7 Fr.	2·10
Zus.	109·40
Die beiden Wechsel einer Ausweichung kosten daher	218·84

Dieses Material hat nach Vollendung der Erdarbeiten nur noch die Hälfte des anfänglichen Werthes, also 109·42 Fr. Die Gesammtkosten für das Legen, Verlegen und Wegnehmen einer Ausweichung mit Einschluß der Gabel an dem Lade- und Abladeort sind:

Für das Legen	22·0 Fr.
„ „ Wegnehmen	5·0 „
„ „ Wiederlegen	22·0 „

Man braucht eine Ausweichung an dem Ladeplatz, eine an dem Abladeplatz und so viele in der Linie, als es Stationen (relais) sind, weniger eine.

Kippwagen (Waggons).

	Fr.
Ein Waggon mit 3 K.-Mtr. Ladungsfähigkeit und mit gußeisernen Rädern von 0·65 Mtr. Durchmesser kostet neu	650
Eine Bremse dazu kostet	43

Die Summe, welche dem Unternehmer aufgerechnet werden muß für einen Wagen, besteht aus den Zinsen des Ankaufkapitals, den Unterhaltungskosten und den Kosten für Abnutzung; für den ersten Fall wird gerechnet:

6 Procent Zinsen von 650 Fr. für zwölf Monate	39·0
Unterhaltungskosten für zwölf Monate	80·0
Abnutzung für zwölf Monate	250·0
	379·0

Zweiter Fall:

Zinsen von 650 Fr. für 14 Monate	45·50
Unterhaltung	95·00
Abnutzung	300·00
	440·50

Dritter Fall:

Zinsen von 650 Fr. für 16 Monate	52·00
Unterhaltung	110·00
Abnutzung	350·00
	512·00

Vierter Fall:

Zinsen von 650 Fr. für 18 Monate	58·50
Unterhaltung	125·00
Abnutzung	400·00
	583·50

Der zehnte Theil der Waggons, welche auf der Bahn sind, wird für die Reserve gerechnet.

Die Zahl der Monate, wie sie im Obigen angenommen wurde, entspricht der mittlern Dauerzeit einer größern Erdarbeit.

Unterhaltung des Schienengeleises.

Für diese kann berechnet werden per laufenden Meter 0·10 Fr.

Wenn die Transportweite eine gewisse Länge erreicht, so werden Stationen oder Relais errichtet und zwar mit Ausweichungen, in welchen man die leeren Waggons durchpassiren läßt. Die Länge der Stationen und die Anzahl Fahrten sollen in der Art geregelt werden, daß die Pferde täglich die Anzahl von Kilometer durchlaufen, welche man für ihre mittlere Arbeit festgestellt hat, nämlich 28000 Mtr.

Man rechnet zwei Pferde zu drei Waggons à 2·4 K.-Mtr., also für ein Pferd 3·6 K.-Mtr. Ladung.

Die Entfernung der Stationen wird zu 1000 Mtr. festgesetzt, es können daher vierzehn Züge (Convois oder rames) täglich hin- und hergehen. Auf diese Annahme wird die Berechnung der Transportkosten gestützt.

Es muß bemerkt werden, daß die Entfernung der letzten Station von der Ausweichung des Auftrags, sowie auch diejenige der ersten Station von der Ausweichung des Abtrags variabel ist, und zwar die mittlern Werthe von 200, 400, 600 und 800 Mtr. annimmt. Die Ausweichung am Auftrage wechselt beinahe alle 200 Mtr.

Ist die Entfernung nur 200 Mtr., so kann sie noch von den Pferden der letzten Station durchlaufen werden, welches alsdann einen täglichen Weg von 33600 Mtr. gibt. Hat die Entfernung 800 Mtr. erreicht, so wird eine neue Station angelegt, und es durchlaufen die Pferde nur einen Weg von 22400 Mtr., wodurch also eine gewisse Ausgleichung entsteht. Anders ist es, wenn die Entfernung 400 und 600 Mtr. beträgt; hier muß eine provisorische Station eingerichtet werden und zwar mit derselben Anzahl Pferde, welche 28 Fahrten machen, indem jeder Zug von Waggons in zwei Theile getheilt wird. Die Pferde dieser Station durchlaufen anfänglich 22400 Mtr., später 33600 Mtr., im Mittel 28·000 Mtr.

Man sieht leicht, daß diese provisorischen Stationen die Kosten vermehren, und es berechnet sich diese Vermehrung wie folgt: Es sei:

d die im Mittel angenommene tägliche Förderungsmasse.
6·0 Fr. der Preis für ein Pferd per Tag.
3·0 „ „ „ „ den Führer „ „
2·0 „ „ „ „ einen Excentrikwärter.
a die Anzahl der Pferde einer 1000 Mtr. langen Station.

Der Transportpreis für einen Kubikmeter auf einen Kilometer Entfernung ist

$$\frac{a \cdot \overset{\text{Fr.}}{6{\cdot}0} + \overset{\text{Fr.}}{5}}{d} = \frac{a}{d} \cdot \overset{\text{Fr.}}{6{\cdot}00} + \frac{\overset{\text{Fr.}}{5{\cdot}00}}{d}.$$

Der Transportpreis auf einer provisorischen Station von 500 Mtr. Länge wäre

$$\frac{a}{2d} \cdot \overset{\text{Fr.}}{6{\cdot}00} + \frac{\overset{\text{Fr.}}{5{\cdot}00}}{d}.$$

Dieser zweite Preis ist gegen den ersten um $\frac{2{\cdot}5}{d}$ Fr. stärker, es ist also die Vermehrung der Kosten für einen Kubikmeter und einen Meter Entfernung

$$\frac{0{\cdot}005}{d}.$$

Diese Vermehrung wird aber nur bei der Hälfte des Gesammt-Abtrags stattfinden, kann daher reducirt werden auf: $\frac{0{\cdot}0025}{d}$.

Einschmieren der Waggons.

Für einen Waggon, mit welchem 2·4 Kilomtr. auf 6000 Mtr. transportirt werden, oder welcher 12000 Mtr. durchläuft, werden die Kosten für das Einschmieren per Tag zu 0·19 Fr. angenommen; dieß gibt für den Kubikmeter auf einen Meter Entfernung die Summe von 0·0000132 Fr.

Abladen des Materials.

Es wird vorausgesetzt, daß das Abladen von zwei oder drei Geleisen aus geschieht. Die Ausweichung am Abladeplatz wird immer 72 Mtr. lang. Die Entfernung von dem Ende der Ausweichung bis zu dem Anfang der gabelförmigen Verzweigung der Geleise wird immer möglichst klein genommen, sie sei hier 13·5 Mtr. In dem ersten Falle wird die Länge des doppelten Geleises am Abladeort höchstens 401 Mtr. betragen. In den andern Fällen wird die größte Länge des zwei- oder dreifachen Geleises 201 Mtr. sein.

Sobald diese größten Längen erreicht sind, wird die Ausweichung weggenommen und in 27 Mtr. (6 Schienen) Entfernung von der Abladestelle wieder gelegt. Es folgt hieraus, daß im ersten Falle eine Verlegung der Ausweichung alle 387·5 Mtr. und in den drei andern Fällen alle 187·5 Mtr. stattfindet.

Es folgt hieraus:

1) daß im ersten Fall das Pferd am Abladeort täglich einen Weg durchläuft, welcher zwischen 5300 und 37800 Mtr. wechselt;
2) daß in den drei andern Fällen dieser Weg zwischen 10600 und 42000 Mtr. wechselt; eine Aufbesserung von 1 Fr. per Pferd erscheint in diesen drei Fällen als eine nothwendige Folge;
3) daß die wirkliche Entfernung des Transports im ersten Falle um 257 Mtr. und in den drei andern Fällen um 157 Mtr. vermindert werden darf.

Die Zeit, welche erfordert wird, um ein Pferd abzuspannen, den Waggon

umzukippen, den Kasten wieder in seine alte Lage zu bringen, das Pferd wieder anzuspannen, in der Ausweichung wieder abzuspannen und an einen neuen Waggon wieder anzuspannen, beträgt eine Minute. Ist die Geschwindigkeit des Pferdes 5500 Mtr. per Stunde, und die Entfernung der Mitte der Ausweichung von dem Auftrage 150 Mtr., so können in zehn Stunden 143 Waggons geleert werden und es beträgt der von einem Pferde durchlaufene Weg 4300 Mtr.; es können somit obige 42000 Mtr. als in der Praxis noch zulässig angenommen werden.

Aufladen des Materials.

Hier werden immer zwei Geleise mit einer mittlern Länge von 100 Mtr. angenommen. Die Waggons werden von den Erdarbeitern in die Geleise gebracht und geladen wieder auf etwa 43 Mtr. zurückgeschoben. Es folgt hieraus, daß die eigentliche Transportweite sich in dem ersten Falle im Ganzen, also mit der Verminderung am Abladeorte um 300 Mtr., in den andern drei Fällen um 200 Mtr. vermindert.

Unter diesen Voraussetzungen werden nun für die vier verschiedenen Fälle die Formeln aufgestellt, wie folgt:

Die allgemeine Form wird sein:

$$\frac{A}{m} + B \,.\, l + C$$

m bedeutet die kubische Masse des Abtrags;
l die mittlere Transportweite;
A eine Constante, welche die Kosten für die Herstellung und Unterhaltung der Bahn ꝛc. und für Anschaffung der Wagen ausdrückt;
B eine Constante, welche die Kosten für die nöthigen Pferde, Mannschaft ꝛc. darstellt und zwar für 1 Kubikmtr. und 1 Mtr. Entfernung;
C eine Constante, welche alle andern Kosten vorstellt, die von der mittlern Transportweite und Masse unabhängig sind.

Wir nennen ferner:

L die Länge vom Anfang des Auftrags bis zum Ende des Abtrags;
D die Länge des Abtrags, welcher mittelst Kippwagen transportirt werden soll;
R die Länge des Auftrags.

Constante A.

1) Kosten für den Transport der Schienen und Stühle von den Depots nach den Arbeitsplätzen und von da wieder zurück.

Für den ersten Fall hat man die Länge der nöthigen Schienen

$$2 \left\{ L + 501 + \left(\frac{L - 300}{1000} + 1 \right) 72 \right\}$$

2.501 ist nämlich die Länge des doppelten Geleises am Auf- und Abladeorte.
$\frac{L - 300}{1000} + 1$ ist die Anzahl Ausweichungen.

Durch Reduction ergibt sich für den ersten Fall:

$$2\ (1{\cdot}072\ L + 551{\cdot}40).$$

In dem zweiten Falle hat man die nöthige Länge der Schienen

$$2\left[L + 301 + \left(\frac{L - 200}{100} + 1\right) 72\right] \text{ oder}$$

$$2\ (1{\cdot}072\ L + 358{\cdot}60).$$

In dem dritten Falle muß zur vorhergehenden Länge noch die der Geleise für den zweiten Aufladeort und die Länge des dritten Geleises am Abladeort hinzugerechnet werden. Dieses dritte Geleise wird immer 100 Mtr. lang und die Anzahl der nöthigen Ausweichungen ist $\frac{D}{1000} + 1$; daher die Länge des Ergänzungsgeleises

$$D + 100 + \left(\frac{D}{1000} + 1\right) 72 \text{ oder}$$

$$1{\cdot}072\ D + 172.$$

Die ganze Länge der festen Geleise wird daher sein:

$$1{\cdot}072\ (L + D) + 731{\cdot}6.$$

Das zweite Geleise kann weggenommen werden, bevor das erste seinen Zweck vollständig erfüllt hat, es können daher die Schienen desselben in der letzten Zeit verwendet werden. Um dieß zu berücksichtigen, wird von der ganzen nöthigen Schienenlänge eine Länge von 600 Mtr. in Abzug gebracht; daher hat man

$$2\ \{1{\cdot}072\ (L + D) + 431{\cdot}60\}.$$

In dem vierten Falle muß die vorhergehende Länge auf die Länge der nöthigen Schienen für das dritte Geleise an dem Ladeort und für das zweite am Abladeort vergrößert werden.

Um Verwirrungen zu vermeiden, ist es hier zweckmäßig, ein zweites Transportgeleise zu legen und dieses mit dem ersten hinlänglich in Verbindung zu bringen. Die Länge des zweiten Geleises wird L angenommen, man hat daher die ganze Länge dieses Geleises mit den Ausweichungen, einem doppelten Geleise am Ladeplatz und einem solchen am Abladeplatz

$$L + 301 + \left(\frac{L - 200}{1000} + 1\right) 72 = 1{\cdot}072\ L + 358{\cdot}6 \text{ Mtr.}$$

folglich die Gesammtlänge des festen Geleises

$$2{\cdot}144\ L + 1{\cdot}072\ D + 1090{\cdot}2 \text{ Mtr.}$$

Die Länge der nöthigen Schienen ist nicht gleich der doppelten Geleislänge, denn wenn das dritte Geleise am Aufladeort seinen Zweck erfüllt hat, sind die Schienen disponibel und werden anderweitig verwendet. Wird daher ein Geleise von 600 Mtr. Länge in Abzug gebracht, so ergibt sich die Länge der Schienen:

$$2\ (2{\cdot}144\ L + 1{\cdot}072\ D + 490{\cdot}20).$$

Die Anzahl der Lagerstühle ist folglich:

im ersten Fall 2 $(0{\cdot}9529\ L + 490)$
„ zweiten „ 2 $(0{\cdot}9429\ L + 319)$
„ dritten „ 2 $(0{\cdot}9529\ (L + D) + 384)$
„ vierten „ 2 $(1{\cdot}9058\ L + 0{\cdot}9529\ D + 436)$.

Daraus ergeben sich nun die Kosten für den Transport der Schienen und Stühle wie folgt:

	Fr.	Fr.
Für den ersten Fall	0·25014 L +	128·65
„ „ zweiten „	0·25014 L +	83·69
„ „ dritten „	0·25014 (L + D) +	100·73
„ „ vierten „	0·50028 L + 0·25014 D +	114·4.

2) Abnützung der Schienen und Stühle.

Diese berechnet sich nach den oben angegebenen Längen wie folgt:

	Fr	Fr.
Für den ersten Fall	0·9648 L +	496·28
„ „ zweiten „	1·072 L +	358·60
„ „ dritten „	1·1792 (L + D) +	474·76
„ „ vierten „	2·3584 L + 1·1792 D +	539·22.

3) Querschwellen, Nägel und Keile.

Die Preise sind schon früher angegeben worden. Die Anzahl der Querschwellen ist gleich der halben Anzahl der Stühle, also:

	Fr.	Fr.
Für den ersten Fall	0·9529 L +	490
„ „ zweiten „	0·9529 L +	319
„ „ dritten „	0·9529 (L + D) +	384
„ „ vierten „	1·9058 L + 0·9529 D +	436.

Die betreffenden Kosten sind:

	Fr.	Fr.
Für den ersten Fall	1·10346 L +	567·42
„ „ zweiten „	1·28737 L +	430·97
„ „ dritten „	1·47128 (L + D) +	592·9
„ „ vierten „	2·94256 L + 1·47128 D +	673·18.

4) Legen und Abnehmen des festen Geleises nach Vollendung der Arbeiten.

Es wird nämlich unter dem festen Geleise dasjenige verstanden, welches erst nach Beendigung der Erdarbeiten wieder abgenommen wird. Die Länge dieses Geleises wurde schon angegeben, es werden sich also die Kosten folgend darstellen:

	Fr.	Fr.
Für den ersten Fall	0·4288 L +	220·56
„ „ zweiten „	0·4288 L +	143·44
„ „ dritten „	0·4288 (L + D) +	292·64
„ „ vierten „	0·8576 L + 0·4288 D +	436·08.

5) Abnahme und Wiederauflage des beweglichen Theils der Dienstbahn.

Unter beweglichem Geleise werden die Ausweichungen sowie die mehrfachen Geleise an den Auflade- und Abladeorten verstanden. Die Ausweichungen in der Linie der Bahn werden zu dem festen Geleise gezählt. Die Länge des beweglichen Geleises bestimmt sich für jeden Fall folgend:

Nach dem Frühern müssen die Ausweichungen und mehrfachen Geleise am Abladeorte im ersten Falle alle 387·5 Mtr. weggenommen werden; für die drei andern Fälle geschieht die Wegnahme alle 187·5 Mtr. Es wird angenommen, daß eine analoge Wechselung der Geleise bei dem Aufladeorte alle 150 Mtr. stattfindet.

Im ersten Falle wurde ein Auflade- und ein Abladeort mit zwei Geleisen vorausgesetzt, man muß daher am Abladeort 473 laufende Mtr. alle 387·5 Mtr., und 235 laufende Mtr. am Aufladeort in Zwischenräumen von 150 Mtr. wegnehmen. Die Länge der beweglichen Geleise ist also für diesen Fall:

$$\frac{437}{387{\cdot}5} \cdot R + \frac{235}{150} D = 1{\cdot}22065\ R + 1{\cdot}56667\ D.$$

Im zweiten Falle, wo wieder nur ein Aufladeort und ein Abladeort mit zwei Geleisen vorausgesetzt wird, müssen am Abladeort 273 laufende Mtr. Geleise alle 187·5 Mtr., am Ladeort 235 laufende Mtr. alle 150 Mtr. weggenommen werden. Die Länge des beweglichen Geleises ist also:

$$\frac{237}{187{\cdot}5} R + \frac{235}{150} D = 1{\cdot}456\ R + 1{\cdot}5666\ D.$$

In dem dritten Falle, wo zwei Ladeorte mit je zwei Geleisen, oder was auf das Gleiche herauskommt, ein Ladeort mit vier Geleisen, und ein Abladeort mit drei Geleisen angenommen wurde, müssen am Abladeort 474 laufende Meter Geleise alle 187·5 Mtr. und am Aufladeort 402 Mtr. alle 150 Mtr. weggenommen werden. Dieß gibt die Länge des beweglichen Geleises:

$$\frac{474}{187{\cdot}5} R + \frac{402}{150} D = 2{\cdot}528\ R + 2{\cdot}5466\ D.$$

Endlich im vierten Falle, wo drei Ladeorte mit je zwei Geleisen, oder was das Gleiche ist, ein Ladeort mit sechs Geleisen, und zwei Abladeorte, der eine mit drei, der andere mit zwei Geleisen, angenommen wurden, hat man an dem Abladeorte 675 laufende Mtr. Geleise in Zwischenräumen von 187·5 Mtr. und am Ladeorte 562 laufende Mtr. in Zwischenräumen von 150 Mtr. wegzunehmen. Die Länge des beweglichen Geleises ist daher:

$$\frac{675}{187{\cdot}5} R + \frac{562}{150} D = 3{\cdot}6\ R + 3{\cdot}74667\ D.$$

Der Preis für den laufenden Mtr. Wegnahme und Wiederauflage des Geleises wurde zu 0·35 Fr. bestimmt, man hat daher die Kosten

	Fr.		Fr.
im ersten Falle	0·42723 R	+	0·54833 D
„ zweiten „	0·50960 R	+	0·54833 D
„ dritten „	0·88480 R	+	0·89133 D
„ vierten „	1·26000 R	+	1·31133 D.

6) Ausweichungen.

Alle tausend Mtr. kommt eine Ausweichung, sodann ist eine solche an jedem Lade- und Entladeorte. Es ist daher leicht die Anzahl der Ausweichungen in jedem Falle zu bestimmen. Man findet:

Für den ersten Fall $\frac{L - 300}{1000} + 1 = 0{\cdot}001\,L + 0{\cdot}7$

" " zweiten " $\frac{L - 200}{1000} + 1 = 0{\cdot}001\,L + 0{\cdot}8$

" " dritten " $\frac{L + D - 200}{1000} + 2 = 0{\cdot}001\,(L + D) + 1{\cdot}8$

" " vierten " $\frac{2L + D - 400}{1000} + 3 = 0{\cdot}002\,L + 0{\cdot}001\,D + 2{\cdot}6.$

Die Kosten einer Ausweichung berechnen sich wie folgt:

	Fr.
Anfertigung	109·42
Legen und Wegnehmen nach Beendigung der Arbeiten	27·00
Wegnehmen und Wiederauflegen während der Ausführung der Arbeiten	108·00
	244·42

Die Kosten für die Ausweichungen betragen daher:

	Fr.		Fr.
Für den ersten Fall	0·2444 L	+	171·09
" " zweiten "	0·2444 L	+	195·54
" " dritten "	0·2441 (L + D)	+	439·96
" " vierten "	0·4888 L + 0·2444 D	+	635·49.

7) Kippwagen.

Die Züge haben im ersten Falle immer drei Waggons, in den drei andern Fällen sechs; dieß gibt für 14 Reisen täglich bei einer Ladung von 2·4 K.-Mtr. eine mittlere Förderungsmasse von 100 und 200 K.-Mtr. Im ersten Falle, wo die Anzahl der Stationen $\frac{L - 300}{1000}$ ist, hat man die Anzahl der Waggons

$$3\left(\frac{L - 300}{1000}\right) + 6.$$

In dem zweiten Falle wird die Anzahl der Waggons

$$6\left(\frac{L - 300}{1000}\right) + 12 \text{ sein.}$$

In dem dritten Falle ist diese letzte Anzahl zu verdoppeln, im vierten Falle zu verdreifachen.

Wenn nun der zehnte Theil der Waggons jedesmal in Reserve gehalten wird, so hat man die Anzahl der Waggons für jeden Fall, nämlich

	Fr.		Fr.
Für den ersten Fall	0·0033 L	+	6·27
" " zweiten "	0·0066 L	+	12·98
" " dritten "	0·0132 L	+	25·96
" " vierten "	0·0198 L	+	38·94

Unter Zugrundlegung der früher berechneten Summe für den Kapitalzins, Unterhaltung und Abnutzung ergeben sich die Kosten für die Waggons wie folgt:

	Fr.		Fr.
Für den ersten Fall	1·2507 L	+	2376·33
„ „ zweiten „	2·9073 L	+	5717·69
„ „ dritten „	6·7584 L	+	13291·52
„ „ vierten „	11·5533 L	+	22721·49

8) Unterhaltung des Schienengeleises.

Für den laufenden Meter Geleise wurden die Kosten der Unterhaltung zu 0·10 Fr. bestimmt, man hat daher die Gesammtkosten

	Fr.		Fr.
für den ersten Fall	0·1072 L	+	55·14
„ „ zweiten „	0·1072 L	+	35·86
„ „ dritten „	0·1072 (L +)	+	73·16
„ „ vierten „	0·2144 L + 0·1072 D	+	109·02.

Die Constante (A) ist aus den acht Elementen zusammengesetzt, bestimmt sich daher

für den ersten Fall:

$$A = 4{\cdot}34952\ L + 0{\cdot}54833\ D + 0{\cdot}42723\ R + 3960{\cdot}31$$

für den zweiten Fall:

$$A = 6{\cdot}29723\ L + 0{\cdot}54833\ D + 0{\cdot}50960\ R + 6929{\cdot}93$$

für den dritten Fall:

$$A = 10{\cdot}43944\ L + 4{\cdot}57237\ D + 0{\cdot}88480\ R + 15192{\cdot}51$$

für den vierten Fall:

$$A = 18{\cdot}91538\ L + 4{\cdot}99237\ D + 1{\cdot}26000\ R + 25119{\cdot}86$$

Bei einem Zuschlag für Beneficien und sonstigen Nebenausgaben von

15 per 100 in den beiden ersten Fällen,
20 „ 100 im dritten Falle,
25 „ 100 im vierten „

hat man die Werthe von A:

		Fr.		Fr.		Fr.		Fr.
für den ersten Fall:	A =	5·0 L	+	0·6 D	+	0·5 R	+	4600·00
„ „ zweiten „	A =	7·2 L	+	0·6 D	+	0·6 R	+	8000·00
„ „ dritten „	A =	12·5 L	+	5·5 D	+	1·0 R	+	18000·00
„ „ vierten „	A =	23·6 L	+	6·2 D	+	1·6 R	+	31000·00

Bestimmung des Werthes für die Constante B.

Die Transportkosten für einen Kubikmtr. auf 1 Mtr. Entfernung sind zusammengesetzt aus:

1) den Kosten für die Pferde, Führer und Bahnwärter. Nach dem Frühern werden 2 Pferde für einen Zug von 3 Waggons angenommen; einem Pferde entspricht daher eine Kubikmasse von 3·6 Kubikmtr. oder ein Gewicht von acht Tonnen, wenn das Gewicht des Waggons mitgerechnet wird.

Im ersten Falle, wo die mittlere tägliche Förderungsmasse 100 Kubikmtr. ist, hat man für einen Zug von Waggons 2 Pferde und einen Führer zu rechnen,

auf die Stationslänge von 1000 Mtr. Die Kosten für den Transport von 100 Kubikmtr. auf 1000 Mtr. sind daher:

2 Pferde à 6 Fr.	12·00 Fr.
1 Führer à 3 Fr.	3·00 „
1 Wärter an der Ausweichung . . .	2·00 „
	17·00 Fr.

Dieß gibt für 1 Kubikmtr. und 1 Mtr. Entfernung:

für den ersten Fall . . . 0·00017 Fr.

Im zweiten Falle sind die Kosten:

4 Pferde à 6 Fr.	24·00 Fr.
1 Führer à 3 „	3·00 „
1 Wärter	2·00 „
	29·00 Fr.

Dieß gibt bei der täglichen Förderungsmasse von 200 Kubikmtr. für 1 Kubikmtr. auf 1 Mtr. Entfernung:

für den zweiten Fall . . . 0·000145 Fr.

Im dritten und vierten Falle sind die Kosten dieselben wie im zweiten.

Diese Kosten werden sich zwar in manchen Fällen etwas vermindern, z. B. wenn zwei Züge in der gleichen Ausweichung halten, also ein Excentrikwärter erspart wird; ferner wenn die Bahn theilweise ein ziemlich starkes Gefälle hat, wo man nur der Pferde benöthigt ist zum Heraufbringen der leeren Wagen, indem die beladenen sich selbst überlassen werden und in Folge ihrer Schwere auf der geneigten Bahn herabrollen. Die Ersparniß im ersten Falle ist äußerst unbedeutend und wird auch im zweiten Falle nicht erheblich sein, wenn man bedenkt, daß jeder herabrollende Zug einen Bremser nöthig hat und die Unterhaltung der Bahn und der Waggons mehr Kosten verursacht.

Für den dritten und vierten Fall wird daher 0·000145 Fr. angenommen.

2) Aus der Vermehrung der Kosten für die provisorischen Stationen.

Diese wurde früher zu $\frac{0·0025}{d}$ Fr. gefunden, wo d die tägliche Förderungsmasse bedeutet.

Man hat daher:

für den ersten Fall	. . .	0·000025 Fr.
„ „ zweiten „	. . .	0·0000125 „
„ „ dritten „	. . .	0·0000063 „
„ „ vierten „	. . .	0·0000042 „

3) Aus den Kosten für das Schmieren der Waggons.

Hierfür wird für alle Fälle gerechnet . . . 0·0000132 Fr.

Der Werth der Constanten (B) ist daher

für den ersten Fall:	B = 0·0002082 Fr.
„ „ zweiten „	B = 0·0001707 „
„ „ dritten „	B = 0·0001645 „
„ „ vierten „	B = 0·0001624 „

und wenn man 20 Procent zuschlägt:

für den ersten Fall: B = 0·000250 Fr.
" " zweiten " B = 0·000205 "
" " dritten " B = 0·000197 "
" " vierten " B = 0·000195 "

Verschiedene Kosten (Constante C).

Diese begreifen:

1) Die Kosten für das Abladen. Im ersten Falle werden nur 42 Waggons abgeladen. Die Organisation der Arbeit von dem Abladeorte erfordert:

1 Pferd à 6 Fr.	6·00 Fr.
1 Führer à 3 Fr.	3·00 "
1 Wärter à 2 Fr.	2·00 "
2 Erdarbeiter à 2·5 Fr. . . .	5·00 "
	16·00 "

Dieß gibt für einen Kubikmtr. . . . 0·16 Fr.

Im zweiten Falle werden 84 Waggons entladen, die Einrichtung der Arbeit erfordert:

1 Pferd à 7 Fr.	7·00 Fr.
1 Führer	3·00 "
1 Wärter am Excentrik	2·00 "
3 Erdarbeiter	7·50 "
1 Arbeiter zum Zusammenhängen der Waggons	1·50 "
	21·00 Fr.

Dieß gibt für den Kubikmtr. . . . 0·105 Fr.

Im dritten Falle werden 168 Waggons auf drei Geleisen entladen, dieß erfordert:

2 Pferde à 7 Fr.	14·00 Fr.
2 Führer	6·00 "
1 Wärter	2·00 "
6 Erdarbeiter	15·00 "
1 Arbeiter zum Zusammenhängen der Waggons	1·50 "
	38·50 Fr.

Dieß gibt für den Kubikmtr. . . . 0·096 Fr.

Im vierten Falle werden täglich 252 Waggons entladen und zwar an zwei Abladeorten, die Kosten sind 21 + 38·5 = 59·5 Fr.

Dieß gibt für 1 Kubikmtr. . . . 0·099 Fr.

2) Die Kosten für die Beifuhr des Materials mit Karren. Die Herstellung des Ladeplatzes erfordert immer, daß ein Theil des Abtrags mittelst Schubkarren an die Waggons transportirt wird.

Für den ersten Fall macht dieß . . . 0·015 Fr.
für die drei andern Fälle . . . . . 0·03 "

3) Kostenvermehrung bei dem Aufladen. Bei der Ausgrabung eines Einschnitts und Förderung der Erde mit Waggons kommen Zeitverluste vor, für die etwas in Anrechnung gebracht werden muß. Die Erdarbeiter sind

nämlich gehalten, die vollen Waggons zusammen zu schieben, die leeren Waggons zu vertheilen, die Schienen zu reinigen. Für diese Zeitverluste wird in allen Fällen eine Kostenvermehrung von 0·025 Fr. angenommen.

4) Die Kosten für Ueberwachung der Arbeit. Es wird für den zweiten Fall ein Oberaufseher, für den dritten Fall werden 2 und für den vierten Fall 3 angenommen. Ein Oberaufseher erhält für einen Tag 5 Fr. Dieß gibt für die 3 letzten Fälle einen Aufwand von 0·025 Fr. per Kubikmtr. Für den ersten Fall wird 0·015 Fr. per Kubikmtr. angenommen.

5) Die Kosten, welche der Verminderung der Transportweite entsprechen. Nach dem Frühern vermindert sich die Transportweite um 300 Mtr. im ersten Fall und um 200 Mtr. in den 3 andern Fällen.

Der Werth der Constanten C muß daher um etwas vermindert werden. Diese Verminderung ist 300 B im ersten Fall und 200 B in den 3 andern Fällen, man hat also:

		Fr.
Für den ersten Fall	.	0·062
„ „ zweiten „	.	0·034
„ „ dritten „	.	0·033
„ „ vierten „	.	0·032

Die Werthe von C sind folglich:

		Fr.
Für den ersten Fall	.	C = 0·153
„ „ zweiten „	.	C = 0·151
„ „ dritten „	.	C = 0·143
„ „ vierten „	.	C = 0·147

und bei 15 Procent Zuschlag

		Fr.
Für den ersten Fall	.	C = 0·176
„ „ zweiten „	.	C = 0·174
„ „ dritten „	.	C = 0·164
„ „ vierten „	.	C = 0·169

Die Hauptformeln sind demnach

für den ersten Fall:

$$(1)\qquad \frac{\overset{Fr.}{5{\cdot}0}\,L + \overset{Fr.}{0{\cdot}6}\,D + \overset{Fr.}{0{\cdot}5}\,R + \overset{Fr.}{4600{\cdot}0}}{m} + \overset{Fr.}{0{\cdot}000251} + \overset{Fr.}{0{\cdot}176}$$

für den zweiten Fall:

$$(2)\qquad \frac{7{\cdot}2\,L + 0{\cdot}6\,D + 0{\cdot}6\,R + 8000{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}0002051 + 0{\cdot}174$$

für den dritten Fall:

$$(3)\qquad \frac{12{\cdot}5\,L + 5{\cdot}5\,D + 1{\cdot}0\,R + 18000{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}0001971 + 0{\cdot}164$$

für den vierten Fall:

$$(4)\qquad \frac{23{\cdot}6\,L + 6{\cdot}2\,D + 1{\cdot}6\,R + 31000{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}0001951 + 0{\cdot}169$$

In den Fällen, wo der Abtrag in den Auftrag übergeht, hat man $D + R = L$; wenn aber Auf- und Abtrag durch andere minder erhebliche Erdwerke getrennt ist, dann wird die Summe $D + R$ kleiner als L sein, es kann daher gesetzt werden:

In der Formel (1) $0{\cdot}6\ D + 0{\cdot}5\ R = 0{\cdot}5\ L$
" " " (2) $0{\cdot}6\ D + 0{\cdot}6\ R = 0{\cdot}5\ L$
" " " (3) $5{\cdot}5\ D + 1{\cdot}0\ R = 2{\cdot}8\ L$
" " " (4) $6{\cdot}2\ D + 1{\cdot}6\ R = 3{\cdot}7\ L$

Die Formeln werden daher:

für den ersten Fall:

$$\frac{5{\cdot}5\,L + 4600{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}000251 + 0{\cdot}176 \tag{a}$$

für den zweiten Fall:

$$\frac{7{\cdot}7\,L + 8000{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}0002051 + 0{\cdot}174 \tag{b}$$

für den dritten Fall:

$$\frac{15{\cdot}3\,L + 18000{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}0001071 + 0{\cdot}164 \tag{c}$$

für den 4ten Fall:

$$\frac{27{\cdot}4\,L + 31000{\cdot}0}{m} + 0{\cdot}0001951 + 0{\cdot}169\,. \tag{d}$$

Diese Formeln (a) (b) (c) und (d) können in eine Formel vereinigt werden, wenn man im Allgemeinen $B = 0{\cdot}00021$ und $C = 0{\cdot}17$ Fr. setzt, sodann

für den 1sten Fall: $A = 5{\cdot}8\ L + 5800$
" " 2ten " $A = 8{\cdot}0\ L + 8000$
" " 3ten " $A = 15{\cdot}5\ L + 15500$
" " 4ten " $A = 28{\cdot}0\ L + 28000$ annimmt.

Man erhält sonach: Kosten 1 Kubikmtrs.

Im 1sten Fall: $d = 100$ und $5{\cdot}8\ \dfrac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}00021 + 017$

" 2ten " $d = 200$ " $8\,.\ \dfrac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}00021 + 0{\cdot}17$

" 3ten " $d = 400$ " $15{\cdot}5\ \dfrac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}00021 + 0{\cdot}17$

" 4ten " $d = 600$ " $28\,.\ \dfrac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}00021 + 0{\cdot}17.$

Diese Formeln geben nahe dieselben Resultate wie die Formeln (a) (b) (c) (d). Sie zeigen zugleich das Gesetz, nach welchem die Kosten zur Herstellung der Dienstbahn wachsen mit der Größe der mittlern täglichen Förderungsmasse d. Die Funktion von d, welche diese Verschiedenheit ausdrückt, hat die Form:

$\alpha\ (\beta)^{d}$
$\alpha\ (\beta) = 5{\cdot}8$
$\alpha\ (\beta)^{2} = 8$
$\alpha\ (\beta)^{4} = 15{\cdot}5$
$\alpha\ (\beta)^{6} = 28{\cdot}0$; daraus ergeben sich 3 Werthe

für β^2 $\beta^2 = 1{\cdot}9$, $\beta^2 = 1{\cdot}94$; $\beta^2 = 1{\cdot}81$

im Mittel $\beta^2 = 1{\cdot}88$ und $\beta = 1{\cdot}37$.

Dieser Werth von β in die obigen 4 Gleichungen gibt:

$\alpha = 4{\cdot}23$

$\alpha = 4{\cdot}26$

$\alpha = 4{\cdot}39$

$\alpha = 4{\cdot}21$; ein Mittel $\alpha = 4{\cdot}27$.

(m) Man hat daher den Transportpreis: $4{\cdot}27\,.\,(1{\cdot}37)^{d}\,\frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}0002\,l + 0{\cdot}17$

wo d in Einheiten von 100 Kubikmtr. ausgedrückt ist.

Bedeutet t die Anzahl Monate, welche zur Ausführung der Arbeit bewilligt sind, und rechnet man 25 Arbeitstage in 1 Monat, so kann man setzen:

$d = \frac{m}{2500\,t}$; daher hat man auch den Transportpreis eines Kubikmtrs.:

$$4{\cdot}27\ (1{\cdot}37)^{\frac{25000\,t}{m}}\ \frac{L + 1000}{m} + 0{\cdot}0002\,l + 0{\cdot}17. \qquad \text{(n)}$$



